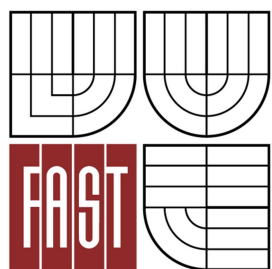




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

OPĚRNÉ STĚNY

RETAINING WALLS

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

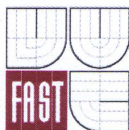
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

JAN MICHALČÁK

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. VĚRA GLISNÍKOVÁ, CSc.

BRNO 2014



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program

B3607 Stavební inženýrství

Typ studijního programu

Bakalářský studijní program s prezenční formou studia

Studijní obor

3647R013 Konstrukce a dopravní stavby

Pracoviště

Ústav geotechniky

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student

Jan Michalčák

Název

Opěrné stěny

Vedoucí bakalářské práce

Ing. Věra Glisníková, CSc.

**Datum zadání
bakalářské práce**

30. 11. 2013

**Datum odevzdání
bakalářské práce**

30. 5. 2014

V Brně dne 30. 11. 2013

.....
doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí ústavu



.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Podklady budou vedoucí bakalářské práce předávány samostatně.

Literatura:

Masopust, J.: Speciální zakládání staveb - 2. díl, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o. Brno, 2006

Lamboj, L., Štěpánek, Z.: Mechanika zemin a zakládání staveb, Nakladatelství ČVUT, Praha, 2008

Vaníček, I.: Mechanika zemin, ČVUT, 1996

Budhu, M.: Soil Mechanics and Foundations, 1st and 2nd edition, John Wiley and Sons, USA, 2000, 2007

ČSN 730037 Zemní tlak na stavební konstrukce

Zásady pro vypracování (zadání, cíle práce, požadované výstupy)

Stavba opěrné zdi je většinou považována za bezproblémovou a jednoduchou. Praxe a řada vzniklých poruch na existujících stěnách však dokládá, že opěrné a zárubní zdi nelze jak z hlediska projektové přípravy, tak i z hlediska vlastního provedení v žádném případě podceňovat. Je třeba si uvědomit, že zřícená betonová opěrná stěna může způsobit kromě materiálních škod i újmu na zdraví. Úkolem bakalářské práce je v rešeršní části popsat nejčastěji používané typy opěrných stěn, v praktické aplikaci pak navrhnout a posoudit konkrétní opěrnou zeď v daných geologických podmínkách.

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).


.....
Ing. Věra Glisníková, CSc.
Vedoucí bakalářské práce

Abstrakt

Bakalářská práce pojednává o opěrných stěnách, metodice návrhu a poruchách. Dále se zaměřuje na gabionové opěrné stěny a jejich poruchy. Zpracován a ověřen je převzatý návrh modelu gabionu pro výpočet metodou konečných prvků (MKP). V praktické části jsou poznatky aplikovány na reálnou situaci podél cyklostezky u obce Tatranské Polianky. Navržená opěrná stěna z gabionu je spočtena analyticky, v programu GEO5 a PLAXIS 2D. Závěrem je zhodnocení a porovnání výsledků.

Klíčová slova

Bakalářská práce, opěrné stěny, mezní stavy, poruchy opěrných stěn, gabion, gabionový koš, MKP, metoda konečných prvků, cyklostezka, Tatranská Polianka, GEO5, PLAXIS 2D

Abstract

This bachelor thesis deals with retaining walls, methods of the design and defects. The thesis then focuses on gabion retaining walls and their defects. The adopted design of the model of gabion for the calculation through final element method (FEM) is here processed and verified. In the practical part findings are applied to a real situation along a cycle path near the village called Tatranská Polianka. The designed retaining wall from gabion baskets is calculated analytically, using the programme GEO5 and PLAXIS 2D. In conclusion, results are evaluated and compared.

Keywords

Bachelor thesis, retaining wall, limit state, defects of retaining walls, gabion, gabion basket, FEM, final element method, cycle path, Tatranská Polianka, GEO5, PLAXIS 2D


Bibliografická citace VŠKP

Jan Michalčák *Opěrné stěny*. Brno, 2014. 58 s., 5 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce Ing. Věra Glisníková, CSc.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 27.5.2014


.....
podpis autora
Jan Michalčák

Poděkování

Rád bych poděkoval své vedoucí bakalářské práce, Ing. Věře Glisníkové, CSc., za vstřícný přístup, odborné vedení, cenné rady a připomínky, které mi poskytla během řešení mé bakalářské práce. Rád bych také poděkoval svým rodičům za jejich neutuchající podporu.

OBSAH

1. ÚVOD	10
2. OPĚRNÉ KONSTRUKCE	11
2.1 Účel opěrných konstrukcí	11
2.2 Druhy opěrných konstrukcí	12
2.2.1 Gravitační zdi	12
2.2.2 Vetknuté stěny	12
2.2.3 Složené opěrné konstrukce	13
2.3 Mezní stavy opěrných konstrukcí	14
2.4 Havárie opěrných konstrukcí	16
3. GABIONY	18
3.1 Popis a chování gabionu	18
3.2 Typy gabionových stěn	19
3.3 Výhody gabionových stěn	20
3.4 Příklady poruch a havárií stěn z gabionů	21
4. MKP MODEL GABIONU	23
4.1 Specifikace materiálu	23
4.1.1 Koš gabionu	23
4.1.2 Výplň gabionu	24
4.2 Ověření modelu	24
4.2.1 Vstupní data	24
4.2.2 Modely a výpočet v programu PLAXIS 2D	25
5. PRAKTICKÁ APLIKACE	29
5.1 Geomorfologické poměry	29
5.1.1 Poloha a popis lokality	29
5.1.2 Přiřazení ke geomorfologické jednotce	30
5.1.3 Vrtná prozkoumanost	31
5.2 Geologické a hydrogeologické poměry širšího okolí	31
5.3 Vstupní parametry zeminy	32
5.4 Návrhový postup a dílčí součinitele	32
5.5 Stanovení zemních tlaků	33

5.5.1 Zemní tlak v klidu	33
5.5.2 Aktivní zemní tlak	34
5.5.3 Pasivní zemní tlak	35
5.6 Analytický výpočet opěrné gabionové stěny	35
5.6.1 Geometrický návrh gabionové konstrukce	35
5.6.2 Výpočet vlastní tíhy gabionu	36
5.6.3 Stanovení tlaku zeminy	37
5.6.4 Posouzení na překlopení	38
5.6.5 Posouzení na posunutí	49
5.6.6 Únosnost základové spáry	40
5.6.7 Pootočení základové spáry	42
5.6.8 Srovnání výsledků manuálního výpočtu s výstupy z GEO5	43
5.7 Model gabionu v programu PLAXIS 2D	43
5.7.1 Zadání modelu	43
5.7.2 Fáze výpočtu	44
5.7.3 Výstupy	44
5.7.4 Porovnání s analytickým výpočtem	48
6. ZÁVĚR	49
SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	50
SEZNAM ZKRATEK A SYMBOLŮ	52
SEZNAM OBRÁZKŮ	55
SEZNAM TABULEK	57
SEZNAM PŘÍLOH	58

1. ÚVOD

Bakalářská práce se v úvodu soustředí na zevrubné seznámení s účelem opěrných konstrukcí, základním dělením a jejich nejčastějšími poruchami.

Dále se zaměřuje na specifický druh opěrných stěn, tzv. gabiony. Cílem této části bylo popsat jednotlivé části gabionu, jeho funkce a použitý materiál. Dále jsou zhodnoceny jejich kladné i záporné stránky. Popsány jsou také nejčastější poruchy a havárie gabionových opěrných stěn.

Součástí práce je také převzatý návrh aplikace MKP metody na posouzení a výpočet gabionové opěrné stěny. Dané parametry byly ověřeny srovnáním obdobných modelů v PLAXISu proti převzatým výstupům z laboratoří a modelových zkoušek.

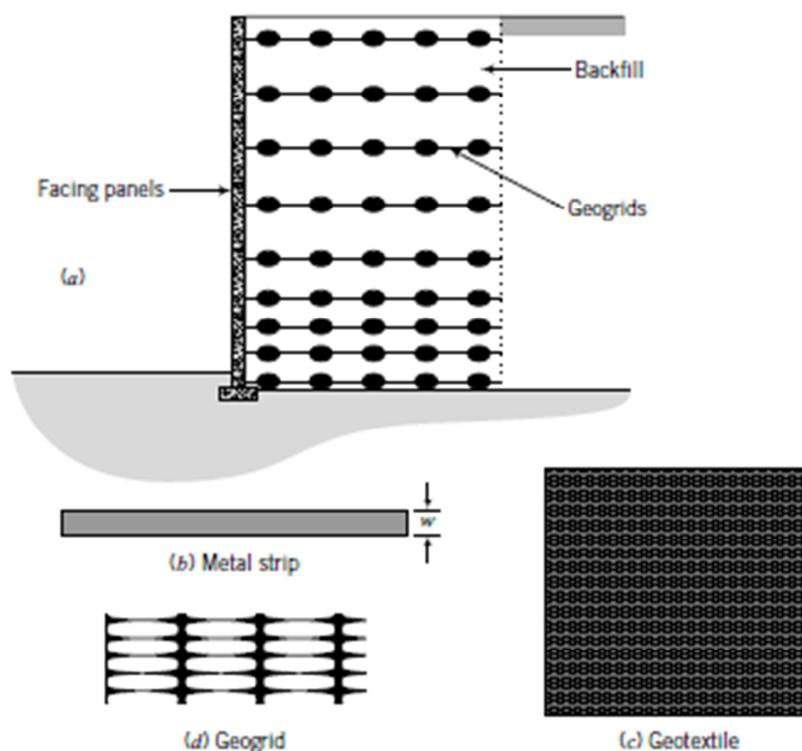
V praktické části bakalářské práce byly aplikovány poznatky na reálnou situaci opěrné stěny podél cyklostezky u obce Tatranská Polianka na Slovensku. Dále byl proveden analytický výpočet shodného modelu stěny z gabionových košů a provedeno srovnání výsledků v programu GEO5 a PLAXIS 2D .

Závěrem práce je zhodnocení výsledků všech pozorování a výpočtů.

2. OPĚRNÉ KONSTRUKCE

2.1 Účel opěrných konstrukcí

S opěrnými a výztužnými konstrukcemi se setkáváme nejen u dopravních staveb, ale i u objektů pozemního stavitelství na svazích a pod nimi. Záměrem je snížení záboru půdy a objemů zemních prací. Funkcí opěrných stěn je podepírat tělesa násypů a zářezy. Dále je lze využít pro zvýšení stability sesuvných území. V poslední době se uplatňují takové konstrukce, jejichž cílem je odlehčit mohutné gravitační stěny a působící tlaky zemin zachytit různě tvarovaným vyztužením v kombinaci s vhodnou úpravou líce svahu. Příkladem lze uvést mechanicky stabilizovanou zeminu, tzv. MSE retaining wall, která kombinuje úpravu svahu vyztužováním geomřížemi či geosítí spolu s předním pohledovým prvkem, například gabionem. (Obr. 2-1) [1]



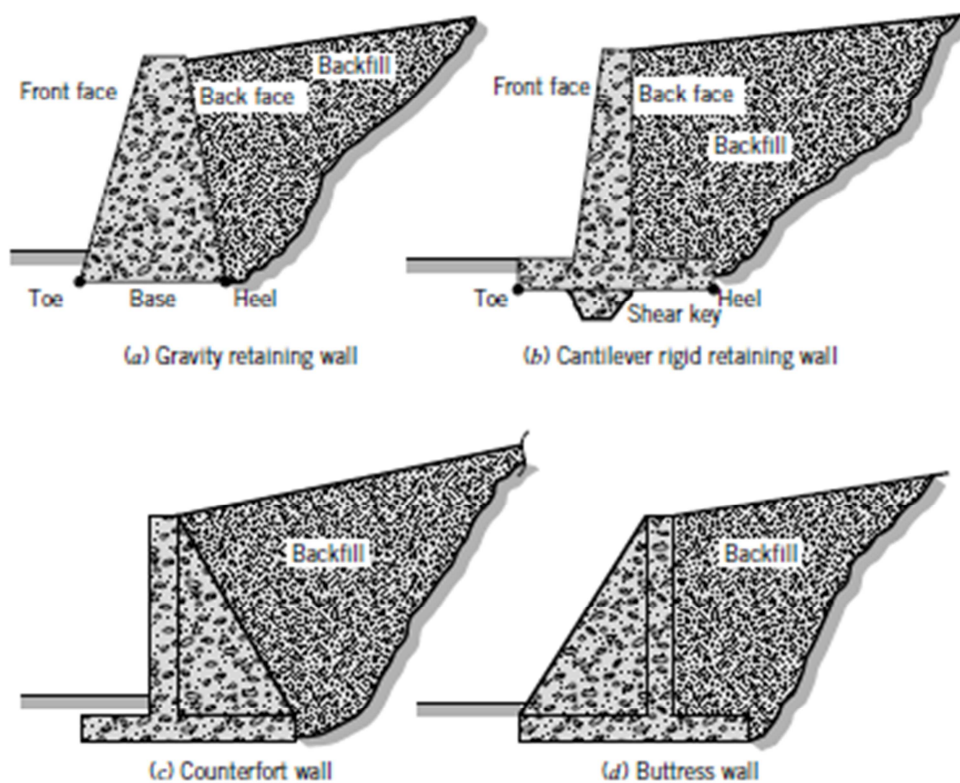
Obr. 2-1: MSE stabilizovaná (a) kovovými pásy, (b) geomřížemi nebo (c) geotextilií [2]

2.2 Druhy opěrných konstrukcí

2.2.1 Gravitační zdi

- Tížná zeď
- Úhlová zeď

Tento druh opěrné konstrukce překonává odpor zeminy převážně vlastní tíhou, při analytických výpočtech se zanedbává vlastní deformace konstrukce. [3]

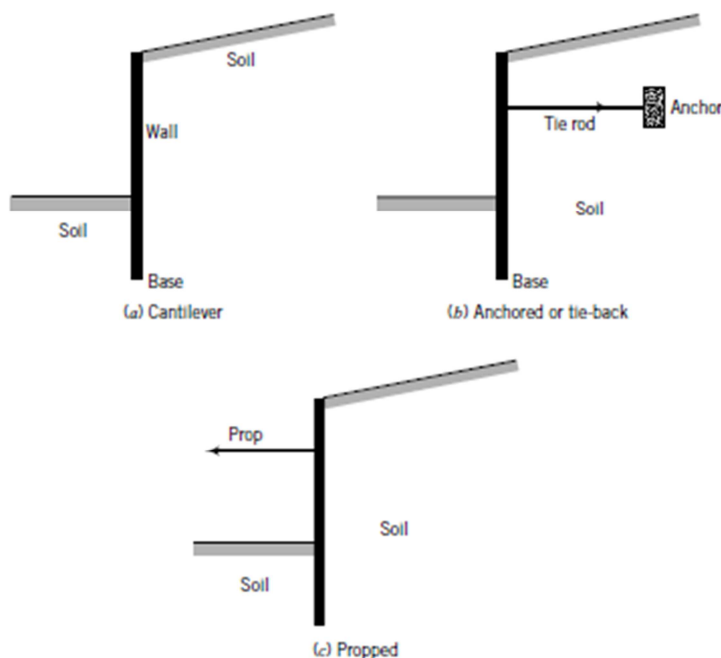


Obr. 2-2: (a) Gravitační, (b) úhlová, (c) úhlová s žebry na rubu, (d) s žebry na líci [2]

2.2.2 Vetknuté stěny

- Štětové stěny
- Podzemní a pilotové stěny
- Záporové pažení

Vetknuté stěny jsou relativně tenké, a jejich ohybová únosnost je významná vzhledem k jejich tíze, která je zanedbatelná při výpočtu. [3]



Obr. 2-3: (a) Vetknutá, (b) kotvená, (c) záporová pažící flexibilní konstrukce [2]

2.2.3 Složené opěrné konstrukce

- Kombinace gravitačních a vetknutých stěn
- Geomříže
- Hřebíkování

Složených opěrných konstrukcí je mnoho druhů, bývají kombinovány se stavbami speciálního zakládání, například dvojité štětové stěny jímek, zemní konstrukce vyztužené táhly a jiné. [3]

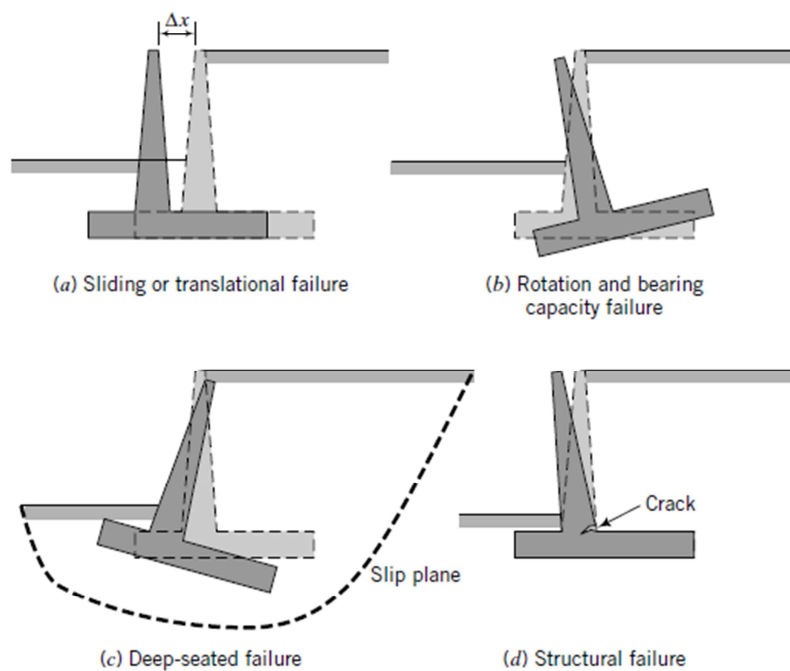
2.3 Mezní stavy opěrných konstrukcí

Opěrné konstrukce se navrhují na první i druhý mezní stav se zvážením následujících možností poruch a nepříjemných ovlivnění okolí: [3]

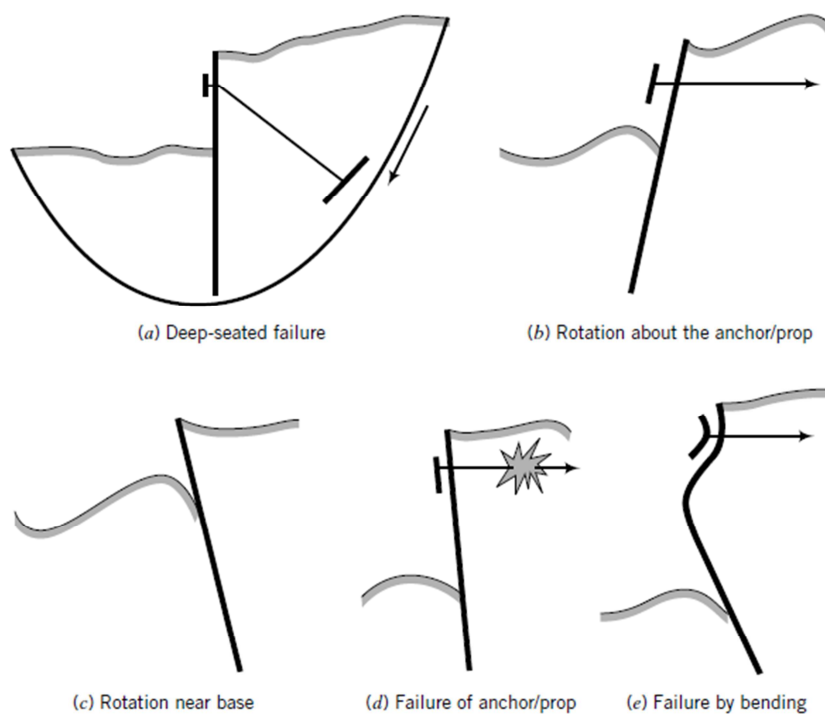
- 1. mezní stav
 - ztráta celkové stability
 - porušení konstrukčního prvku
 - kombinace porušení prvku a základové spáry
 - porušení únosnosti základové půdy
 - porušení smykem v základové spáře
 - porušení vztlakem
- 2. mezní stav
 - porušení nakloněním zdi
 - pohyb konstrukce, který jakýmkoliv způsobem ovlivní efektivní chování sousedních konstrukcí nebo inženýrských sítí

Mezi další nepříjemná chování konstrukce patří: [3]

- nepříjemný průsak stěnou nebo pod stěnou
- nepříjemný transport částic zeminy stěnou či pod stěnou
- nepříjemná změna režimu podzemní vody



Obr. 2-4: Možná porušení tuhých opěrných konstrukcí [2]



Obr. 2-5: Možná porušení flexibilních opěrných konstrukcí [2]

2.4 Havárie opěrných konstrukcí

U opěrných konstrukcí může dojít k poruchám a haváriím, v zásadě z důvodu porušení některého z mezních stavů. Příkladem jsou uvedeny některé poruchy.

Jako první uvedme vzniklý sesuv v roce 2011 v obci Hrabová, po prozkoumání situace bylo zjištěno, že místní porucha kanalizace a únik odpadní vody způsobil nasycení zemin vodou a následné selhání stability.



Obr. 2-6: Pohled na zborcenou opěrnou konstrukci [4]



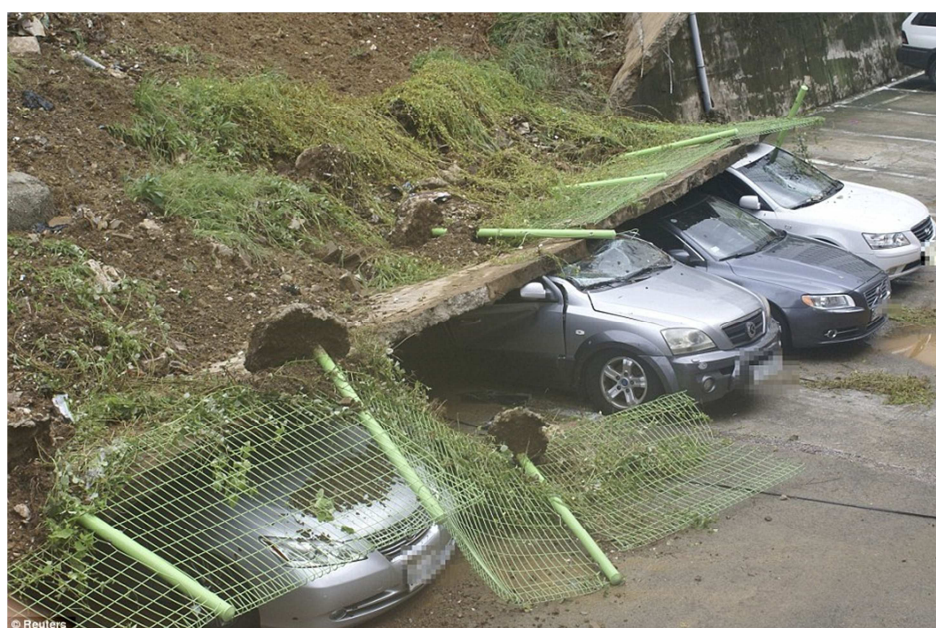
Obr. 2-7: Pohled na komunikaci nad opěrnou konstrukcí [4]

Dalším příkladem havárie je rozsáhlý sesuv způsobený destabilizací opěrné stěny zemětřesením a následnou ztrátou stability svahu.



Obr. 2-8: Havárie způsobená ztrátou stability svahu [5]

Jako poslední příklad uvedeme ztrátu stability stěny v Jižní Koreji. Po tajfunu a dlouhotrvajících deštích došlo z důvodu nedostatečného odvodnění rubu stěny ke ztrátě stability stěny.



Obr. 2-9: Havárie způsobená nedostatečným odvodněním rubu konstrukce [6]

3. GABIONY

3.1 Popis a chování gabionu

Gabion je drátokamenný prvek ve tvaru krychle nebo kváдру, vyrobený z šestibokého ocelového pletiva nebo svařovaných ocelových sítí a vyplněný přírodním či lomovým kamenivem, případně vhodným recyklátem. Gabiony se používají pro stavbu opěrných a protierozních konstrukcí, protihlukových clon, obkladních zdí apod. Podle rozměru se gabiony dělí na koše a matrace. Podrobná specifikace kameniva a pletiva je rozebrána společně s modelem gabionu v kapitole 4.

Montáž gabionu je v podstatě velmi jednoduchá záležitost, ale je třeba brát v úvahu následující chování stěny: [7]

- Konstrukce je ztužená, schopná odolávat různým typům napětí, částečně smyku a tahu. Pletivo koše se nechová pouze jako schránka pro kamenivo, ale zároveň poskytuje rozsáhlé ztužení skrz celou konstrukci. K vytvoření co největší možné síly stěny by měla být pozornost upřena především na výběr správného typu koše, pečlivé uložení kameniva a použití nejvhodnější metody svazování košů. [7]
- Konstrukce je deformovatelná. Schopnost se deformovat nesnižuje únosnost konstrukce v porovnání s běžným názorem, ale zvyšuje ji důsledkem zapojení všech prvků stěny do statické funkce. Stěna je schopna se přizpůsobit zatížení redistribucí skrz pohyb kamenné výplně. Je proto bezvýznamné, často dokonce nebezpečné, zeštíhlovat konstrukci nebo nahrazovat části konstrukce jiným materiálem, např. betonovými a kamennými prvky, v pohledových částech košů. [7]
- Konstrukce je propustná, schopná stahovat podzemní vodu z okolí a odvádět ji pryč, čímž eliminuje jeden z hlavních důvodů nestability zemin. Drenážní funkce se zesílí odpařováním, generovaným pohybem vzduchu skrze mezery mezi plnivem. Pomocné odvodňovací

prvky by měly být instalovány pro odvod shromážděné vlhkosti skrz konstrukci. [7]

3.2 Typy gabionových stěn

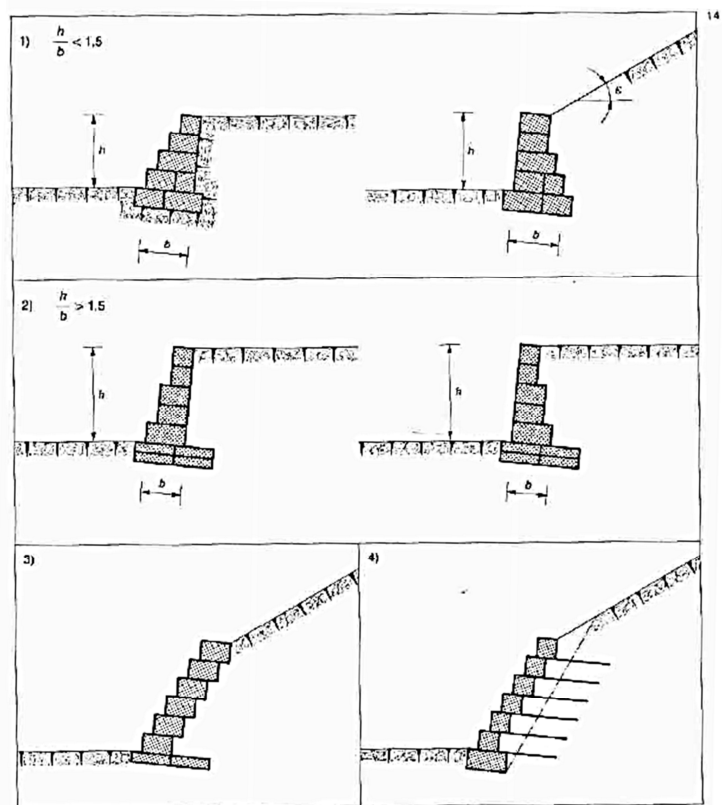
Gabionové stěny mohou být děleny na čtyři druhy: [7]

- gravitační opěrná struktura
- semi-gravitační opěrná struktura
- struktury ke stabilizaci hrází a pobřeží
- tenké stěny kotvené do zeminy sítěmi (MSE)

Gravitační stěny jsou dimenzovány tradičním analytickým postupem. Semi-gravitační struktury pro jejich odolnost vůči zatížení danou pletivem mají být považovány za speciální typ ztužené konstrukce. Stěny určené ke stabilizaci hrází jsou považovány za gravitační se zvýšenou pozorností na korozi sítě a erozi kameniva. [7]

Z důvodu přirozeně vysokých deformací gabionové konstrukce pod zatížením není vhodné budovat stěny vyšší jak 6 metrů se sklonem do svahu menším jak 6° , případně je třeba stěny odstupňovat., či vyztužit některé vrstvy zeminy uložením hexagonálních sítí.

Na obrázku 3-2 jsou uvedeny příklady skladby pro různé situace. [7]



Obr. 3-1: (1) gravitační, (2) semi-gravitační, (3) stěny podporující přetížení svahy a (4) tenké stěny kotvené (MSE) [4]

3.3 Výhody gabionových stěn

Mezi hlavní výhody gabionových stěn patří:

- dobrá schopnost přizpůsobit se tvaru terénu
- možnost využití místního materiálu
- vysoký odpor proti tlakům a tahům, výborná reakce na změnu sil
- propustnost a prodyšnost konstrukce
- úsporná přeprava komponentů a jednoduchá montáž
- vyloučení mokrych procesů, je možno budovat i v zimním období
- možnost umělého nebo přírodního zazelenání povrchů

3.4 Příklady poruch a havárií stěn z gabionů

K poruchám gabionových stěn může dojít prakticky ve stejném smyslu jako u jiných gravitačních opěrných stěn, tj. ztráta stability, ztráta únosnosti základové půdy aj.

Navíc je třeba brát se zvýšenou pozorností možnost eroze kameniva, vypadávání kameniva z nedostatečně husté sítě, koroze pletiva vedoucí k destrukci hlavního nosného prvku bývá také příčinou kolapsu. Z hlediska mezního stavu použitelnosti stojí za zmínku vysoká míra deformací gabionové stěny, nesoucí za následek zvětšenou deformační zónu za rubem konstrukce, výrazné poklesy a posuny mohou ohrozit a poškodit přilehlé konstrukce.



Obr. 3-2: *Porušení komunikace po deformaci gabionové opěrné stěny [8]*



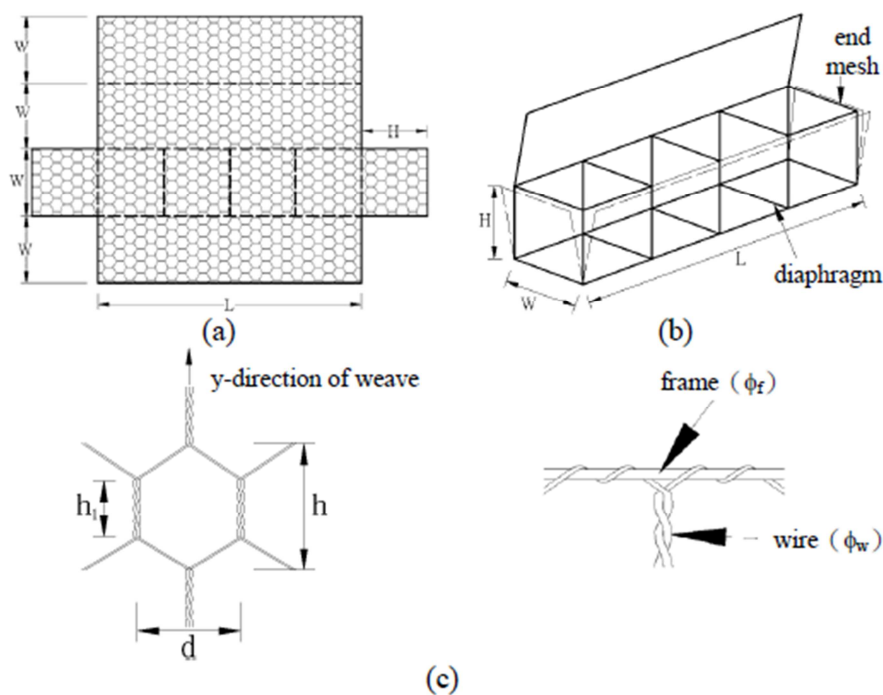
Obr. 3-3: *Destrukce konstrukce důsledkem koroze sítě gabionů [9]*

4. MKP MODEL GABIONU

4.1 Specifikace materiálu

4.1.1 Koš gabionu

Drát, obecně používaný do košů, je vyroben z nelegované oceli, zinkově galvanizovaný dle mezinárodního standardu. Zinková ochrana, spolu s vrstvou PVC vytváří ochranu vlastního drátu před korozí a vlivem silně znečištěného prostředí. Drát je splétán do šestiúhelníkových, dvojité pletených sítí. Na místě stavby se síť o rozměrech $W \times H \times L$ sestaví do jedné gabionové jednotky (dle obrázku 4-1). Jedna gabionová jednotka může být rozdělena do buněk (obecně o objemu 1 m^3) vložním membrán, od sebe vzdálených 1 m, určených k posílení tuhosti konstrukce a k usnadnění jejího sestavení. Rozměry otvorů sítě a svázání drátu s rámem koše je znázorněno na obrázku 4-1. Různé dimenze ocelového drátu, drátěné sítě a gabionové jednoty, běžně užívaných pro konstrukce z gabionů, jsou sumarizovány v **tabulce 4-1**. [10]



Obr. 4-1: Části gabionové jednotky: (a) rozložená síť koše (b) skládání sítě (c) dimenze ok sítě [10]

Tab. 4-1: Dimenze gabionové jednotky z mezinárodního průzkumu [10]

Rozměr	Symbol	Jednotka	Specifikace
Délka	L	m	2,0/3,0/4,0/5,0
Šířka	W	m	0,5/1,0/1,5/2,0
Výška	H	m	0,5/0,6/1,0/1,5
Otvor	$d \times h$	cm	5×8/8×10/10×15/15×20
Zkroucená délka	h_l	cm	4,5/6,0
Průměr drátu	ϕ_w	mm	1,8/2,7/3,0/3,5
Průměr rámu	ϕ_f	mm	3,0/3,5
Tloušťka PVC ochrany		mm	0,4 ~ 0,6

4.1.2 Výplň gabionu

Pro zajištění trvanlivosti opěrné gabionové stěny je třeba použít kamenivo s vysokou odolností vůči erozi a povětrnostním vlivům. Celková tíha gabionového koše

$$g = s \cdot (1 - n) \quad (4-1)$$

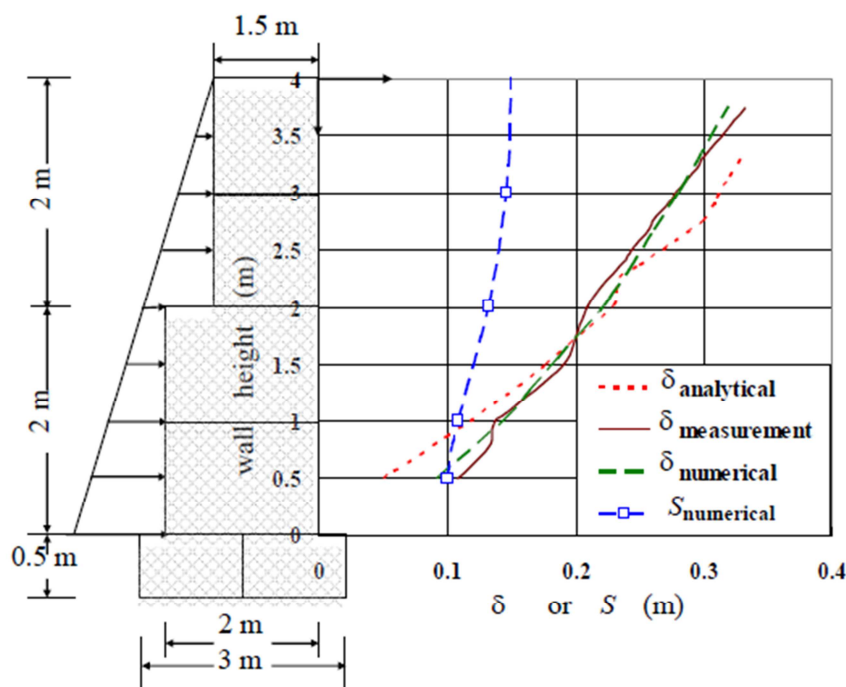
potřebná pro numerickou analýzu může být stanovena z tíhy jednotky kameniva s a porozity gabionu n . Porozita kameniva uloženého do gabionu se uvažuje **0,30~0,40** v závislosti na vlastnostech kameniva (tvar zrn, křivka zrnitosti). Nejvhodnější velikost pro kamenivo d_s se uvažuje jeden až dvojnásobek rozměru d sítě (Obr. 4-1). Kamenivo má být dostatečně veliké, aby bylo zamezeno možnosti úniku zrn skrz otvory v síti. Použití jemnějšího kameniva ($1 \sim 1,5d$) vede k ekonomičtějšímu plnění koše, zároveň umožňuje lepší roznos zatížení a zvyšuje schopnost konstrukce přispůsobit se deformaci. [10]

4.2 Ověření modelu

4.2.1 Vstupní data

Vstupní model a jeho zhodnocení pro svislé a vodorovné deformace gabionových košů pro výšky do deseti metrů přebíráme z literatury. Dané parametry uvažujeme pro potřeby bakalářské práce za pravdivé a funkční. Ovšem pro další využití, potažmo využití v praxi, by bylo vhodné tato data ověřit zpětně na modelech v laboratoři. Na obrázku 4-2 je možno sledovat deformace modelu z laboratoře a

srovnání výsledků měření proti výsledkům převzaté metodiky pro metodu konečných prvků za použití Mohr-Coulombova konstitučního modelu (tab. 4-2).



Obr. 4-2: Srovnání výpočtových a měřených hodnot vodorovné deformace [10]

Tab. 4-2: Vstupní parametry Mohr-coulombova konstitučního modelu [10]

Materiál	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν (-)	c (kN/m ²)	ϕ (deg.)	R_{inter} (-)
Plnivo gabionu	17,7	19,6	1470	0,3	19,6	32	0,7
Základová zemina	17,0	19,0	8160	0,3	9,81	30	0,7

Únosnost sítě gabionového koše $E \times A = 660 \text{ kN/m}$ [10]

4.2.2 Modely a výpočet v programu PLAXIS 2D

Dle použité literatury byly vytvořeny v AutoCADu série modelů, které jsem pro funkční import do PLAXISu 2D ukládal jako verze CAD 2007. Pro každou navrhovanou variantu byly vytvořeny tři modely (4, 8 a 10 metrů) gabionových stěn. V programu PLAXIS 2D zadáváme rovinnou deformaci s patnáctiuzlovými prvky. Vymodelovali se varianty stěn bez a za použití kontaktních prvků, které simulují působení kontaktu zemina-konstrukce. V další skupině modelů jsou otestována různá zahuštění sítě konečných prvků.

V řešiči programu PLAXIS 2D byly zadány následující výpočtové kroky:

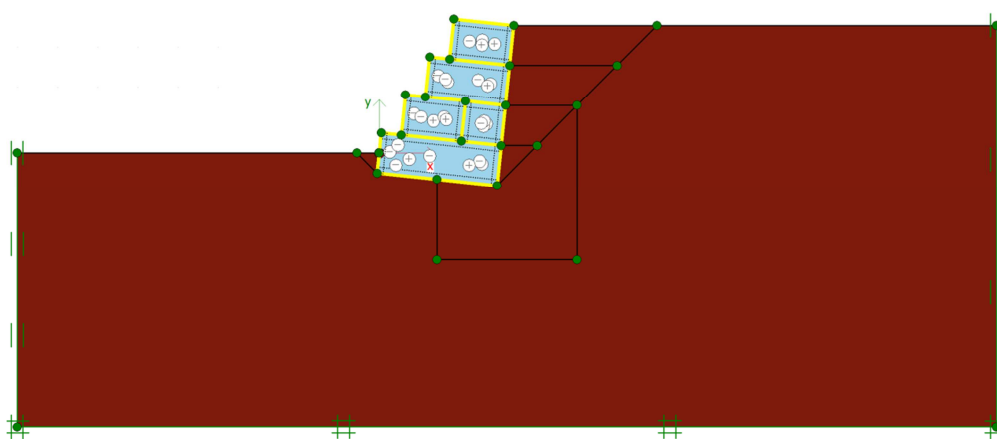
Fáze 0: K0 procedure

Fáze 1: Vlastní deformace odkrytého svahového tělesa (Nill step)

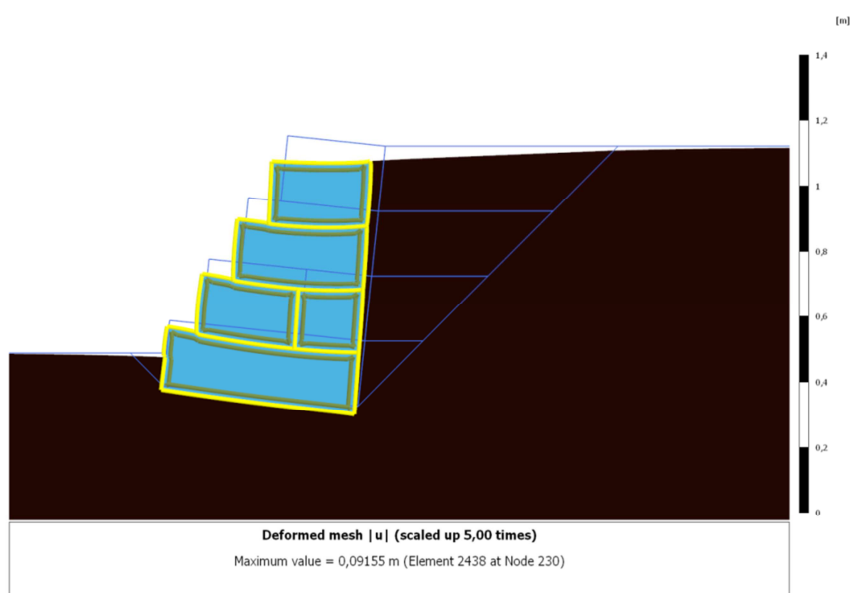
Fáze 2 až n: Konstrukce vrstev gabionu, zásyp a hutnění

Fáze n+1: Stabilita opěrné konstrukce

Výstupy v tabulkovém formátu byly převedeny do tabulkového editoru Excel, kde bylo vytvořeno několik názorných grafů pro srovnání variant.

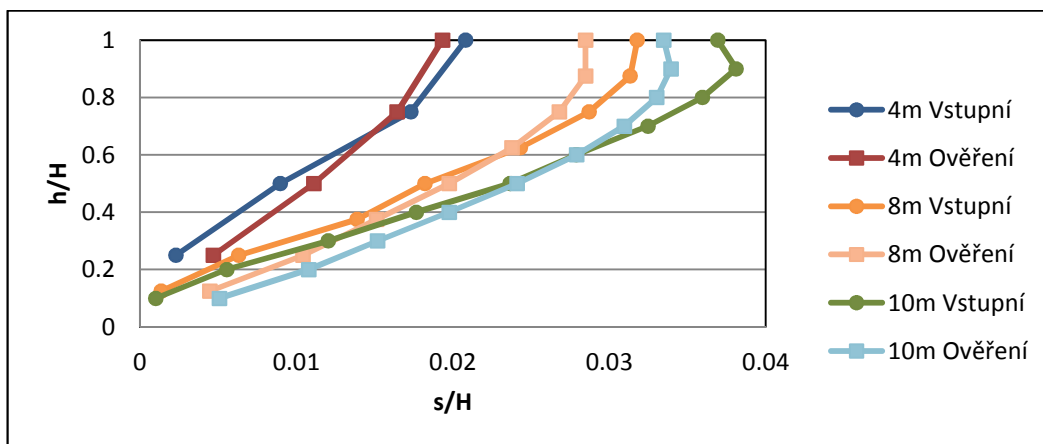


Obr. 4-3: Ukázka vstupního modelu pro čtyřmetrový gabion



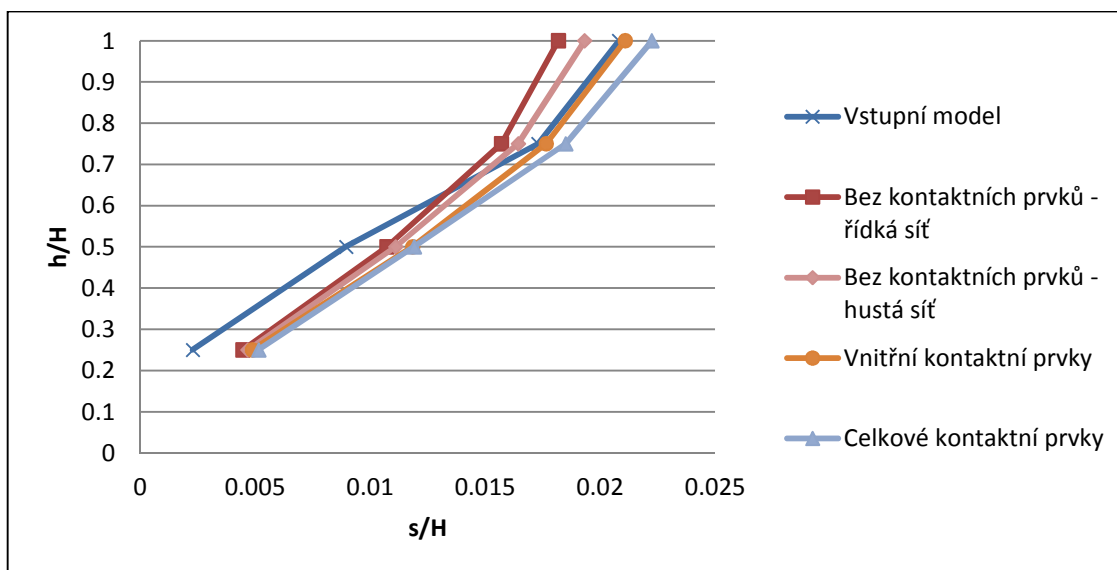
Obr. 4-4: Ukázka výstupu pro čtyřmetrový gabion

V grafu 4-1 jsou patrné rozdíly mezi převzatými hodnotami svislých posunů a výstupy z mých modelů. Použité modely byly bez kontaktních prvků.



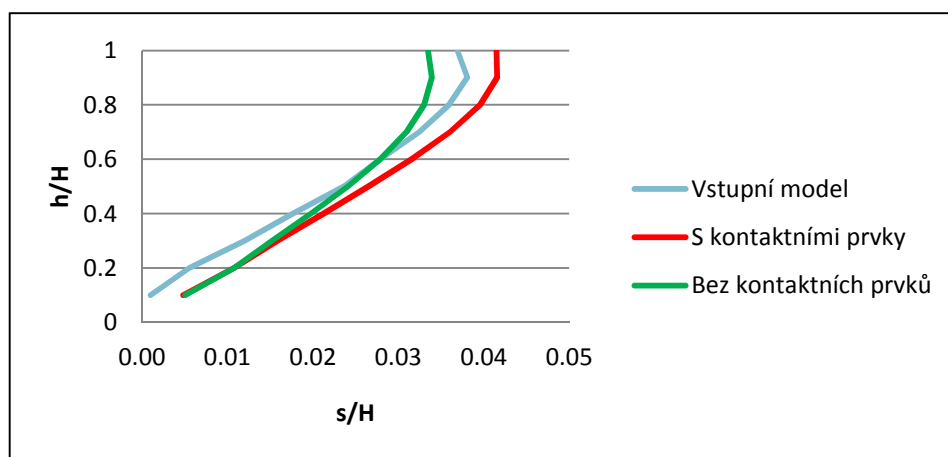
Obr. 4-5: Srovnání svislých posunů převzatých modelů s mými modely

Pro čtyřmetrovou stěnu bylo provedeno srovnání s ohledem na hustotu sítě a vliv kontaktních prvků uvnitř gabionu, následovně i vně stěny na kontaktu konstrukce – zemina. Použití husté sítě vedlo k přiblížení výsledků naměřeným převzatým hodnotám. Kontaktní prvky v obou variantách průběh deformací přiblížily výsledky dále k ideálnímu průběhu. V grafu 4-2 lze sledovat vývoj deformací v závislosti na použití kontaktních prvků a hustoty sítě.



Obr. 4-6: Srovnání vlivu hustoty sítě a kontaktních prvků na svislou deformaci

Dalším grafem 4-3 srovnáváme vliv absence kontaktních prvků v modelu deseti metrové stěny na svislé deformace. Zde lze již sledovat reálný průběh deformací, který je oproti realitě mírně nadhodnocený. Nadhodnocení deformací je pro dimenzování příznivý z hlediska vnesení určité bezpečnosti do výpočtu. Pro další práci s modely proto uvažujme nastavení sítě husté s kontaktními prvky po celé stěně.



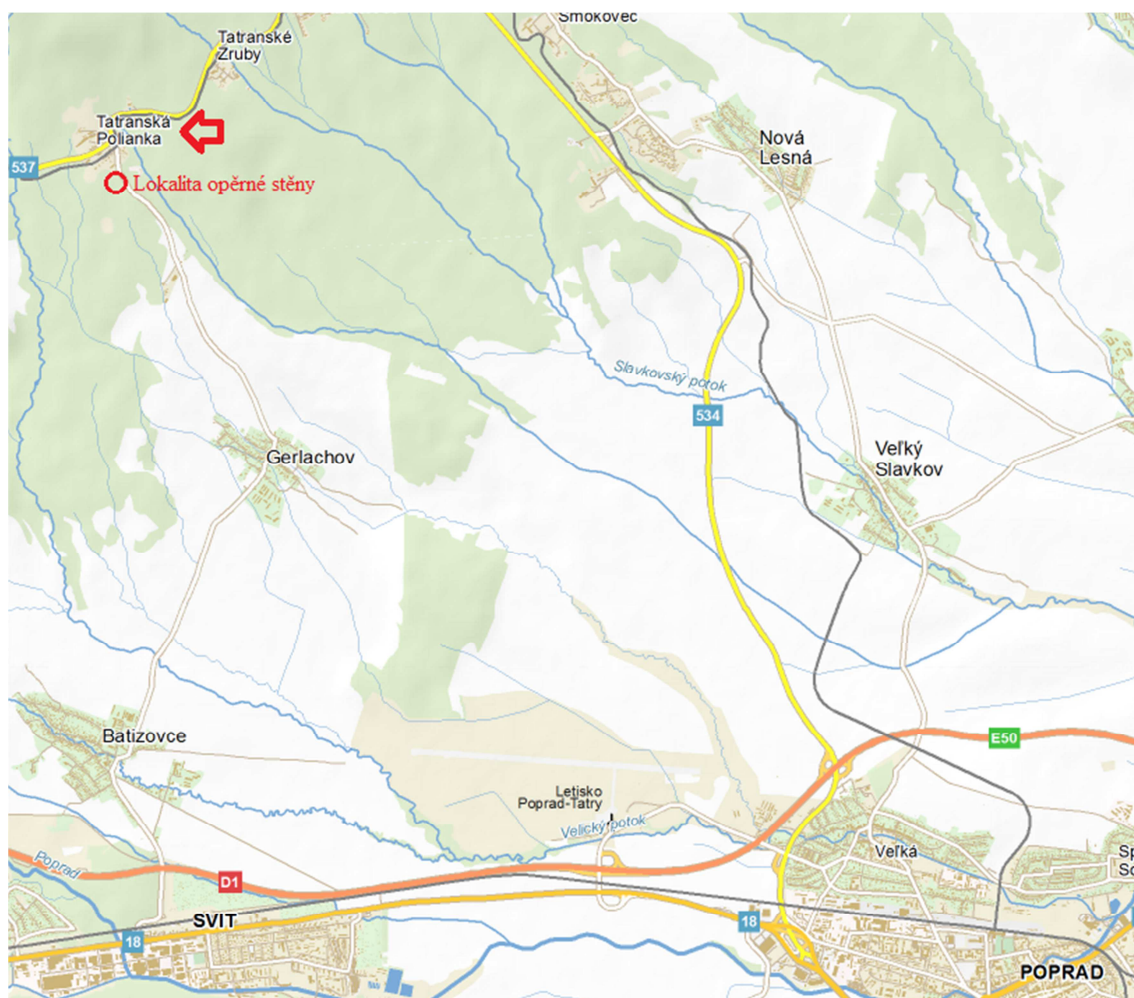
Obr. 4-7: Srovnání vlivu kontaktních prvků na deseti metrové stěně

5. PRAKTICKÁ APLIKACE

5.1 Geomorfologické poměry

5.1.1 Poloha a popis lokality

Vyšetřovaná lokalita se nachází na staničení 10,35 km plánované cyklostezky města Poprad ve Slovenské republice. Stěna samotná stojí v obci Tatranská Polianka, při jižním vjezdu do města pod hotelem Lipa. Stěna je určena k stabilizaci vznikajícího svahu v zářezu v místě směrového oblouku cyklostezky (Obr. 5-2). Na místě má být vybudována úhlová zeď s obkladem z lomového kamene. Naším úkolem bylo navrhnout alternativu z gabionu za použití zjištěných poznatků.



Obr. 5-1: Výsek z mapy SR, s vyznačením vyšetřované lokality [11]



Obr. 5-2: Pohled na situaci se zakreslením plánované trasy cyklostezky, šipka ukazuje na podepíraný svah [12]

5.1.2 Přiřazení ke geomorfologické jednotce

Podle geomorfologického členění SSR (Mazúr E., Lukniš M., 1986) náleží lokalita ke geomorfologickému celku Tatry s hierarchií [13]:

Systém:	Alpsko-himalájský
Subsystém:	Karpaty
Provincie:	Západní Karpaty
Subprovincie:	Vnitřní Západní Karpaty
Oblast:	Fatransko-tatranská
Celek:	Tatry
Podcelek:	Východní Tatry
Část:	Vysoké Tatry

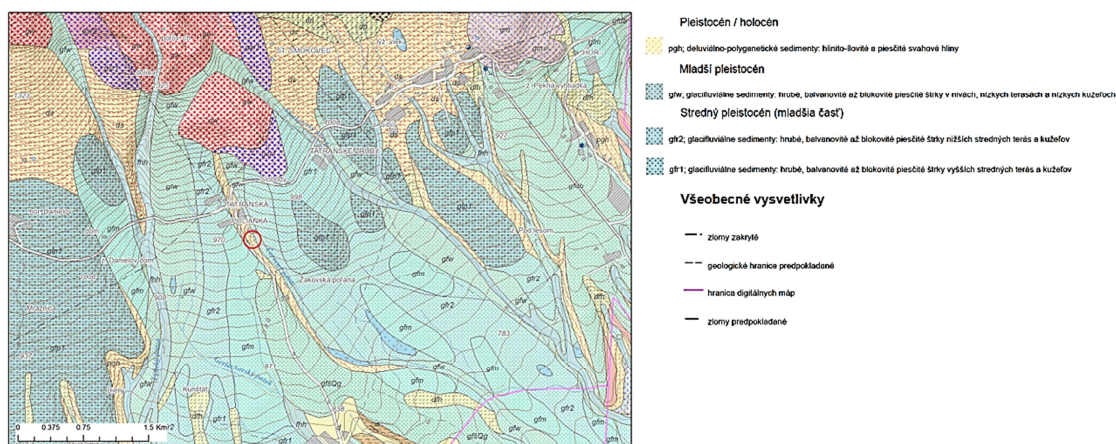
5.1.3 Vrtná prozkoumanost

Na stránkách slovenského geofondu nebyly dohledány v bližším okolí stavby žádné vrty. K dispozici byly pouze vrty provedené za účelem stavby cyklostezky a dodatečný inženýrsko-geologický průzkum. V okolí stavby se nacházejí právě tři vrty, V-11, V-13 a V-14. Vrty a výkres jejich situování vůči objektu jsou uvedeny v přílohách P2, P3, P4 a P5.

5.2 Geologické a hydrogeologické poměry širšího okolí

Ve staničení 9,30 až 10,45 km, tj. do konce trasy cyklostezky, se nacházejí zeminy starších glaciofluviálních sedimentů. Tyto zeminy se nacházejí i po celé délce trasy z tatranské Polianky do Starého Smokovca. Jsou to navětralé písčité štěrky hrubozrné s valouny do 10 cm, ojediněle až do 20 cm (G3=G-F) stáří středního pleistocénu (mindel) až spodního pleistocénu (günz). Mocnost těchto sedimentů kolísá od 1,0 m až do 15,0 m. V podloží těchto sedimentů se nachází zvětralé paleogenní jílovce s vložkami pískovců, které přecházejí do zdravých jílovců s pískovci.

Hydrogeologické poměry jsou převážně příznivé, podzemní voda je vázána jen na písčité štěrky a její hladina se nachází v hloubce 2,0 až 10,0 m pod povrchem.



Obr. 5-3: Výřez z geologické mapy SR M 1:25 000 včetně legendy [13]

5.3 Vstupní parametry zeminy

Vstupní údaje pro výpočet byly po diskuzi s doc. Pasekou stanoveny z důvodu chybějících podkladů z laboratoře dle ČSN 73 1001 následovně:

Písečný štěrk, ulehlý, od 2,0 m zvodnělý, tř. G3 G-F

Poissonovo číslo $\nu = 0,25$

Převodní součinitel $\beta = 0,83$

Objemová tíha $\gamma = 19 \text{ kNm}^{-3}$

..... $\gamma_{\text{sat}} = 9 \text{ kNm}^{-3}$

Modul deformace $E_{\text{def}} = 100 \text{ MPa}$

Oedometrický modul def. $E_{\text{oed}} = E_{\text{def}}/\beta$

Efektivní soudržnost $c' = 0 \text{ kPa}$

Efektivní úhel vnitřního tření $\varphi' = 35^\circ$

5.4 Návrhový postup a dílčí součinitele

Pro výpočet opěrné konstrukce byl volen návrhový postup 2 (NP2), pro který platí pro všechna příslušná posouzení základových konstrukcí následující vztah [3]:

Kombinace: „A1”+„M1”+„R2” (5-1)

Dle této kombinace byly použity dílčí součinitele pro zatížení, parametry zemin a únosnosti konstrukce dle následujících tabulek.

Tab. 5-1: Dílčí součinitele zatížení [3]

Zatížení		Značka	Soubor A1
Stálé	Příznivé	γ_G	1,35
	Nepříznivé		1,00
Nahodilé	Příznivé	γ_Q	1,50
	Nepříznivé		0

Tab. 5-2: Dílčí součinitele zatížení [3]

Parametr zeminy	Značka	Soubor M1
Úhel vnitřního tření ^{*)}	γ_{φ}	1,00
Efektivní soudržnost	γ_c	1,00
Neodvodněná smyková pevnost	γ_{cu}	1,00
Pevnost v prostém tlaku	γ_{qu}	1,00
Objemová tíha	γ_{γ}	1,00

^{*)} Tento součinitel se použije pro $\tan \varphi$

Tab. 5-3: Dílčí součinitele únosnosti [3]

	Značka	Soubor R2
Únosnost	$\gamma_{R,v}$	1,40
Usmyknutí	$\gamma_{R,h}$	1,10
Zemní odpor	$\gamma_{R,e}$	1,40

5.5 Stanovení zemních tlaků

5.5.1 Zemní tlak v klidu [1][3]

Vodorovné napětí na konstrukci, která se nedeformuje, se nazývá zemní tlak v klidu a stanoví se:

$$\sigma_r = K_r \cdot \sigma_z \quad (5-2)$$

Součinitel K_r se stanoví za předpokladu základové půdy jakožto pružného poloprostoru z rozšířeného Hookeova zákona (5-3), pro praktické výpočty se využívá Jakyho formule (5-4):

$$K_r = \nu / (1 - \nu) \quad (5-3)$$

$$K_r = 1 - \sin \varphi_c \quad (5-4)$$

V navrhovaném případě je terén vodorovný, úhel sklonu $\beta = 0^\circ$. Odklon konstrukce od svislice $\alpha = 6^\circ$. Výsledný zemní tlak v klidu, v hloubce z , se stanoví:

$$\sigma_r = \sigma_z \cdot (\sin^2 \alpha + K_r^2 \cdot \cos^2 \alpha)^{1/2} \quad (5-5)$$

Úhel odklonu výslednice od normály na stěnu konstrukce je roven:

$$\tan \delta = ((1 - K_r) \cdot \tan \alpha) / (K_r + \tan^2 \alpha) \quad (5-6)$$

Normálová a tangenciální složka zemního tlaku v klidu je rovna:

$$\sigma_n = \sigma_z \cdot (\sin^2 \alpha + K_r \cdot \cos^2 \alpha) \quad (5-7)$$

$$\tau = \sigma_z \cdot (1 - K_r) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (5-8)$$

Výslednice zemního tlaku:

$$S_r = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot \sqrt{(K_r^2 + \operatorname{tg}^2 \alpha)} \quad (5-9)$$

5.5.2 Aktivní zemní tlak [1][3]

Aktivní zemní tlak je napětí, které vznikne oddálením rubu konstrukce od zeminy jejím otočením, posunem či jiným přetvořením, a tato deformace dosáhne minimálních hodnot pro mobilizaci aktivních sil v zemině.

Napětí při aktivním zemním tlaku σ_a v hloubce z působící na rubu zatížené konstrukce se počítá:

$$\sigma_a = \sigma_z \cdot K_a \quad (5-10)$$

Součinitel zemního tlaku K_a je roven:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right)^2} \quad (5-11)$$

Úhel spolupůsobení na styku konstrukce a zeminy je dán vzorcem:

$$\delta = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{2}{3} \right) \varphi \quad (5-12)$$

Vodorovná a svislá složka napětí při aktivním zemním tlaku se počítá:

$$\sigma_{ax} = \sigma_a \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad (5-13)$$

$$\sigma_{az} = \sigma_a \cdot \sin(\alpha + \delta) \quad (5-14)$$

Konstrukci zatěžuje zemní klín, k jehož usmyknutí vlivem deformace konstrukce dojde podél **kritické smykové plochy**, které svírá s vodorovnou rovinou **úhel θ** , pro který platí:

$$\theta = \varphi + \varepsilon, \text{ kde} \quad (5-15)$$

$$\cotg \varepsilon = \tg(\varphi - \alpha) + \frac{1}{\cos(\varphi - \alpha)} \cdot \frac{\sin(\varphi + \alpha) \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\sqrt{\sin(\varphi - \beta) \cdot \cos(\varphi - \delta)}} \quad (5-16)$$

Je-li terén za rubem vodorovný ($\beta = 0^\circ$), pažící konstrukce je svislá ($\alpha = 0^\circ$) a zanedbáme-li tření mezi zeminou a rubem konstrukce ($\delta = 0^\circ$), vychází známý vzorec:

$$K_a = \tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5-17)$$

5.5.3 Pasivní zemní tlak

Pasivní zemní tlak vzniká, pokud se konstrukce zatlačuje do zeminy, toto napětí vzniká u opěrných konstrukcí především na lici konstrukce v úrovni základu.

$$\sigma_p = \sigma_z \cdot K_p \quad (5-18)$$

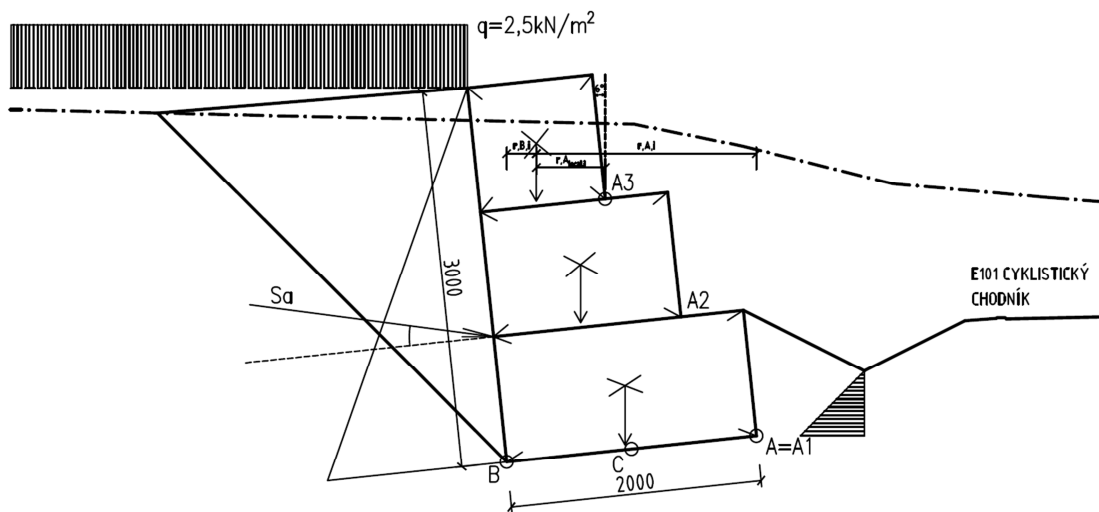
$$K_p = \tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5-19)$$

5.6 Analytický výpočet opěrné gabionové stěny [1]

5.6.1 Geometrický návrh gabionové konstrukce

V místě směrového oblouku vstupuje cyklostezka do zářezu. Situace pro výpočet byla zjednodušena na 2D úlohu o šířce jeden metr. Navrhujeme zde gabionovou stěnu podle obr. 5-5, šířky 2 metry a výšky 3 metry. Úklon stěny je 6° do svahu. Gabion je odstupňovaný na lícové straně. Terén za stěnou uvažujeme průměrně vodorovný, zatížený užitným zatížením 5 kN/m^2 v charakteristické hodnotě. Gabion je založen v nezámrazné hloubce 1 metr. Vstupní parametry zeminy uvažujeme dle kapitoly 5.3.

Vstupní parametry pro návrh koše uvažují dle tabulky 4-2. Všechny parametry zemin jsou násobeny součiniteli dle tab. 5-2.



Obr. 5-4: Návrh stěny pro řešenou situaci

5.6.2 Výpočet vlastní tíhy gabionu

Výpočtové zatížení gabionu spočtu:

$$g_{g,d} = g_{g,k} \cdot \gamma_g = 17,7 \cdot 1,00 = 17,7 \text{ kN/m}^2 \quad (5-20)$$

Tab. 5-4: Vlastní tíha, ramena a momenty

Vrstva	$G_{i,d}$ [kN]	$r_{i,A}$ [m]	$r_{i,A2}$ [m]	$r_{i,A3}$ [m]	M_{iA} [kNm]	M_{iA2} [kNm]	M_{iA3} [kNm]
1	17,70	1,753	1,151	0,550	31,028	20,373	9,735
2	26,55	1,400	0,798	-	37,170	21,187	-
3	35,40	1,047	-	-	37,064	-	-
Σ	79,65	-	-	-	105,262	41,560	9,735

Vlastní tíhu násobíme pro stabilitní úlohu součinitelem pro nepříznivá stálá zatížení, naopak pro posouzení základové spáry uvažujeme součinitel pro příznivá.

5.6.3 Stanovení tlaku zeminy

Stanovíme koeficienty aktivního zemního tlaku, dále klidového a pasivního:

$$K_a = \frac{\cos^2(35 + 6)}{\cos^2(-6) \cdot \cos(-6 + 23) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(35 + 23) \cdot \sin 35}{\cos(-6 + 23) \cdot \cos(-6)}}\right)^2} = 0,205$$

$$\delta = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{2}{3}\right) 35 = 23^\circ$$

$$K_r = 1 - \sin 35 = 0,426$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{35}{2}\right) = 3,690$$

Výpočtové nahodilé zatížení za rubem zdi je rovno:

$$q_d = q_k \cdot \gamma_Q = 5 \cdot 1,5 = 7,5 \text{ kN/m}^2 \quad (5-21)$$

Výpočtové zatížení zeminou za rubem zdi je stanoveno:

$$g_{z,d} = g_{z,k} \cdot \gamma_g = 19 \cdot 1,35 = 25,65 \text{ kN/m} \quad (5-22)$$

Tab. 5-5: Tlak zeminy na konstrukci

h [m]	$\sigma_{z,a}$ [kPa]	$\sigma_{q,a}$ [kPa]	$S_{z,a}$ [kN]	$S_{q,a}$ [kN]	$S_{z,V,a}$ [kN]	$S_{z,H,a}$ [kN]	$S_{q,V,a}$ [kN]	$S_{q,H,a}$ [kN]
0,995	5,224	1,535	2,599	1,527	0,760	2,447	0,446	1,460
1,990	10,449	1,535	10,397	3,055	3,040	9,943	0,893	2,922
2,985	15,673	1,535	23,392	4,582	6,839	22,370	1,340	4,382

Působíště výslednic zemního tlaku odečítáme z výkresu, pro aktivní zemní tlak od zeminy v jedné třetině výšky, pro aktivní tlak od nahodilého přetížení v polovině výšky.

Tab. 5-6: Ramena aktivního zemního tlaku od zeminy

Vrstva	$r_{i,A,H}$ [m]	$r_{i,A,V}$ [m]	$r_{i,A2,H}$ [m]	$r_{i,A2,V}$ [m]	$r_{i,A3,H}$ [m]	$r_{i,A3,V}$ [m]
1	-	-	-	-	0,227	1,029
2	-	-	0,507	1,562	-	-
3	0,785	2,094	-	-	-	-

Tab. 5-7: Ramena aktivního zemního tlaku od přetížení

Vrstva	$r_{i,A,H}$ [m]	$r_{i,A,V}$ [m]	$r_{i,A2,H}$ [m]	$r_{i,A2,V}$ [m]	$r_{i,A3,H}$ [m]	$r_{i,A3,V}$ [m]
1	-	-	-	-	0,393	1,047
2	-	-	0,838	1,596	-	-
3	1,283	2,146	-	-	-	-

Momenty jednotlivých zemních tlaků na segmenty stěny jsou spočteny v následujících tabulkách 5-8 a 5-9 dle příslušných vzorců pod tabulkami.

Tab. 5-8: Momenty od aktivního zemního tlaku od zeminy

Vrstva	$M_{i,A,H}$ [kNm]	$M_{i,A,V}$ [kNm]	$M_{i,A2,H}$ [kNm]	$M_{i,A2,V}$ [kNm]	$M_{i,A3,H}$ [kNm]	$M_{i,A3,V}$ [kNm]
1	-	-	-	-	0,555	0,782
2	-	-	5,041	4,748	-	-
3	17,560	14,321	-	-	-	-

$$M_{i,Aj,H,z} = S_{z,H,a} \cdot r_{i,A,H,z} \quad (5-23)$$

$$M_{i,Aj,V,z} = S_{z,V,a} \cdot r_{i,A,V,z} \quad (5-24)$$

Tab. 5-9: Momenty od aktivního zemního tlaku od přetížení

Vrstva	$M_{i,A,H}$ [kNm]	$M_{i,A,V}$ [kNm]	$M_{i,A2,H}$ [kNm]	$M_{i,A2,V}$ [kNm]	$M_{i,A3,H}$ [kNm]	$M_{i,A3,V}$ [kNm]
1	-	-	-	-	0,574	0,447
2	-	-	2,449	1,425	-	-
3	5,622	2,876	-	-	-	-

$$M_{i,Aj,H,z} = S_{z,H,a} \cdot r_{i,A,H,z} \quad (5-25)$$

$$M_{i,Aj,V,z} = S_{z,V,a} \cdot r_{i,A,V,z} \quad (5-26)$$

5.6.4 Posouzení na překlpení

Posudek na překlpení třetí řady kolem bodu A3:

$$\sum M_{stab} = \sum M_{g,A3} + M_{1,A3,V} = 9,753 + 0,782 + 0,447 = 10,982 \text{ kNm} \quad (5-27)$$

$$\sum M_{dest} = M_{1,A3,H} = 0,574 + 0,555 = 1,129 \text{ kNm} \quad (5-28)$$

Spolehlivost proti překlopení bude:

$$\gamma = \frac{\sum M_{\text{dest}}}{\sum M_{\text{stab}}} = \frac{1,129 \cdot 1,4}{10,982} = \mathbf{0,144 < 1,0}$$

(5-29)

Posudek na překlopení druhé řady kolem bodu A2:

$$\sum M_{\text{stab}} = 41,560 + 4,748 + 1,425 = 47,733 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{\text{dest}} = 5,041 + 2,449 = 7,490 \text{ kNm}$$

Spolehlivost proti překlopení bude:

$$\gamma = \frac{\sum M_{\text{dest}}}{\sum M_{\text{stab}}} = \frac{7,490 \cdot 1,4}{47,733} = \mathbf{0,220 < 1,0}$$

Posudek na překlopení celého gabionu kolem bodu A:

$$\sum M_{\text{stab}} = 105,262 + 14,321 + 2,876 = 122,459 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{\text{dest}} = 17,560 + 5,622 = 23,182 \text{ kNm}$$

Spolehlivost proti překlopení bude:

$$\gamma = \frac{\sum M_{\text{dest}}}{\sum M_{\text{stab}}} = \frac{23,182 \cdot 1,4}{122,459} = \mathbf{0,265 < 1,0}$$

Celá konstrukce gabionu **vyhoví na posudek vůči překlopení** se značnou rezervou jako celek i v jednotlivých vrstvách.

5.6.5 Posouzení na posunutí

Svislá složka zatížení základové spáry je rovna:

$$R_V = G_d + S_{V,a} = 79,65 + 6,839 + 1,340 = 87,819 \text{ kN} \quad (5-30)$$

Výslednice pasivního odporu na líci stěny vychází:

$$S_p = 0,5 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p = 0,5 \cdot 19,0 \cdot 0,513^2 \cdot 3,690 = 9,225 \text{ kN}$$

Spolehlivost proti posunutí stěny je dána vztahem:

$$\gamma = \frac{\gamma_{R,h} \cdot R_H}{R_V \cdot \tan \delta + S_p} = \frac{1,1 \cdot (22,37 + 4,382)}{87,819 \cdot \tan 23 + 9,225} = \mathbf{0,633 < 1,0}$$

Stěna **vyhoví na vodorovné posunutí** v základové spáře.

5.6.6 Únosnost základové spáry [3]

Jako první krok spočítáme výsledné momenty od zatížení ke středu základu pro určení excentricity napětí v základové spáře. Vlastní tíhu gabionového koše násobíme součinitelem 1,35 v kombinaci K1, v kombinaci K2 je tíha násobena 1,0 a nahodilé zatížení není aplikováno. Kombinace K3 je uvažována se součinitelem 1,0 pro stálé se započteným nahodilým zatížením. Kombinace K4 je tvořena pouze složkami stálými, násobenými součinitelem 1,35. Moment otáčející ve směru hodinových ručiček pokládám za kladný.

Tab. 5-10: Momenty ke středu základové spáry pro kombinaci K1

	$G_{1,d}$	$G_{2,d}$	$G_{3,d}$	$S_{z,V,a}$	$S_{z,H,a}$	$S_{q,V,a}$	$S_{q,H,a}$
Síla [kN]	23,895	35,843	47,790	6,839	22,370	1,340	4,382
Rameno [m]	-0,759	-0,405	-0,052	-1,100	0,890	-1,151	1,885
Moment [kNm]	-18,136	-14,516	-2,485	-7,523	19,909	-1,542	8,260

$$M_{d,K1} = -16,033 \text{ kNm}$$

$$F_{zd,K1} = 115,707 \text{ kN}$$

$$\mathbf{M_{d,K2} = -16,852 \text{ kNm}}$$

$$\mathbf{F_{zd,K1} = 84,716 \text{ kN}}$$

$$M_{d,K3} = -10,134 \text{ kNm}$$

$$F_{zd,K1} = 86,056 \text{ kN}$$

$$\mathbf{M_{d,K4} = -22,751 \text{ kNm}}$$

$$\mathbf{F_{zd,K1} = 114,367 \text{ kN}}$$

Výsledná excentricita je rovna:

$$e = \frac{M_d}{F_{zd}} = \frac{22,751}{114,367} = 0,199 \text{ m} < \frac{1}{3}B = 0,666 \text{ m} \quad (5-31)$$

$$B_{ef} = B - 2e = 2 - 2 \cdot 0,199 = 1,602 \text{ m} \quad (5-32)$$

$$\sigma_d = F_{zd}/A_{ef} = 114,367/1,602 = 71,390 \text{ kPa} \quad (5-33)$$

Pro odvodnění podmínky se návrhová únosnost základové spáry stanoví následovně:

$$\begin{aligned} \mathbf{R_k} &= c_{ef} \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5\gamma_2 \cdot B_{ef} \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \\ &= 19 \cdot 1 \cdot 33,296 \cdot 0,859 \cdot 1,919 \cdot 0,692 + 0,5 \cdot 19 \cdot 1,602 \cdot 45,228 \cdot 0,859 \\ &\quad \cdot 0,519 \cdot 0,530 = \mathbf{978,292 \text{ kPa}} \end{aligned} \quad (5-34)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg } \varphi} \cdot \text{tg}^2(45 + \varphi/2) = e^{\pi \cdot \text{tg } 35} \cdot \text{tg}^2(45 + 35/2) = 33,296 \quad (5-35)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg \varphi = (33,296 - 1) \cdot \cotg 35 = 46,124 \quad (5-36)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \text{tg } \varphi = 45,228 \quad (5-37)$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \text{tg } \varphi} = 0,859 - \frac{1 - 0,859}{46,124 \cdot \text{tg } 35} = 0,855 \quad (5-38)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \text{tg } \varphi)^2 = (1 - 0,105 \cdot \text{tg } 35)^2 = 0,859 \quad (5-39)$$

$$s_q = 1 + (B_{eff}/L_{ef}) \cdot \sin \varphi = 1 + (1,602/1) \cdot \sin 35 = 1,919 \quad (5-40)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B_{eff}/L_{ef}) = 1 - 0,3(1,602/1) = 0,519 \quad (5-41)$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1) = (1,859 \cdot 33,296 - 1)/(33,296 - 1) = 1,886 \quad (5-42)$$

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \varphi} = 0,692 - (1 - 0,692)/(46,124 \cdot \operatorname{tg} 35) = 0,682 \quad (5-43)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{F_{zd} + A_{ef} \cdot c_{ef} \cdot \cotg \varphi}\right)^m = \left(1 - \frac{26,752}{114,367}\right)^{1,384} = 0,692 \quad (5-44)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{F_{zd} + A_{ef} \cdot c_{ef} \cdot \cotg \varphi}\right)^{m+1} = \left(1 - \frac{26,752}{114,367}\right)^{1,384+1} = 0,530 \quad (5-45)$$

$$m = m_x = \frac{2 + (B_{ef}/L_{ef})}{1 + (B_{ef}/L_{ef})} = \frac{2 + (1,602/1)}{1 + (1,602/1)} = 1,384 \quad (5-46)$$

Spolehlivost na únosnost základové spáry se vypočte podle vzorce:

$$\gamma_{Rd} = \frac{\sigma_d \cdot \gamma_{RV}}{R_k} = \frac{71,390 \cdot 1,4}{978,292} = \mathbf{0,102} < \mathbf{1}$$

Únosnost základové spáry vyhoví se značnou rezervou.

5.6.7 Pootočené základové spáry

Pootočení základové spáry nabude hodnot:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{12 \cdot M}{\pi \cdot B^2 \cdot E_{def}} = \frac{12 \cdot 22,751}{\pi \cdot 2^2 \cdot 100000} = 0,000217 \quad (5-47)$$

$$\alpha = 0,0124^\circ$$

což je méně než přípustná hodnota naklonění ($\Delta s/l=0,03$) pro konstrukce málo citlivé na účinky sedání, z čehož vyplývá, že **konstrukce vyhoví**. Vzhledem k pootočení může dosáhnout horní hrana odklonu v hodnotě 0,65mm.

5.6.8 Srovnání výsledků manuálního výpočtu s výstupy z GEO5

Výstup z programu GEO5 Gabion je přiložen v **příloze P1**. Bylo provedeno srovnání posudku zdi na překlopení a posudku na únosnost základové spáry.

Spolehlivost proti překlopení dle analytického výpočtu bude:

$$\gamma = \frac{\sum M_{\text{dest}}}{\sum M_{\text{stab}}} = \frac{23,182 \cdot 1,4}{122,459} = \mathbf{0,265 < 1,0}$$

Spolehlivost proti překlopení dle GEO5 Gabion bude:

$$\gamma = \frac{\sum M_{\text{dest}}}{\sum M_{\text{stab}}} = \frac{23,01}{87,46} = \mathbf{0,263 < 1,0}$$

Spolehlivost na únosnost základové spáry analyticky:

$$\gamma_{\text{Rd}} = \frac{\sigma_d \cdot \gamma_{\text{RV}}}{R_k} = \frac{71,390 \cdot 1,4}{978,292} = \mathbf{0,102 < 1}$$

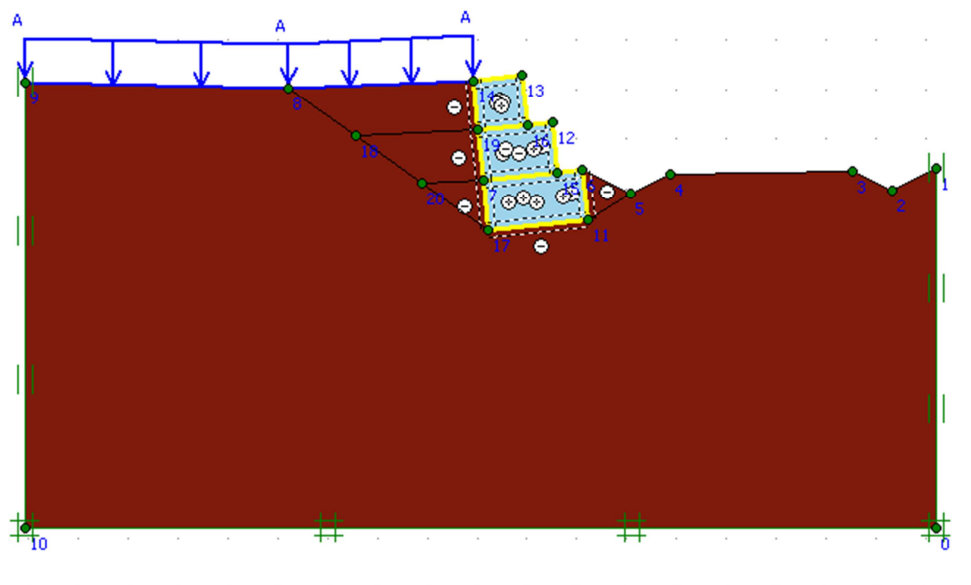
Spolehlivost na únosnost základové spáry podle GEO5 Gabion:

$$\gamma_{\text{Rd}} = \frac{\sigma_d \cdot \gamma_{\text{RV}}}{R_k} = \frac{67,56}{679,56} = \mathbf{0,099 < 1}$$

5.7 Model gabionu v programu PLAXIS 2D

5.7.1 Zadání modelu

Do programu PLAXIS 2D zadáváme model shodný s modelem pro analytický výpočet. Importujeme výkres z programu AutoCAD 2010. Parametry koše a výplně uvažujeme dle tabulky 4-2. Parametry základové zeminy z kapitoly 5.3. jsou dostačující pro aplikaci Mohr-Coulombova konstitučního modelu.



Obr. 5-5: Návrh stěny v PLAXISu na řešenou situaci

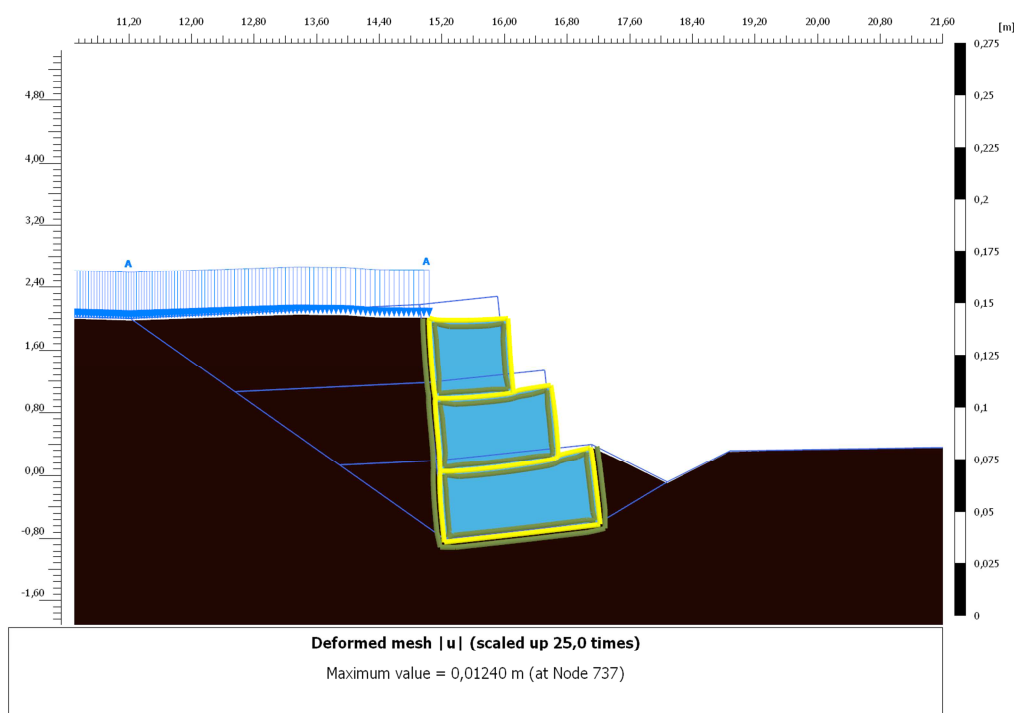
5.7.2 Fáze výpočtu

V řešiči programu PLAXIS 2D byly zadány následující výpočtové kroky, oproti modelům pro ověření je v nulovém kroku volen místo K0 procedure Gravity procedure. Důvodem jsou nerovnosti terénu.

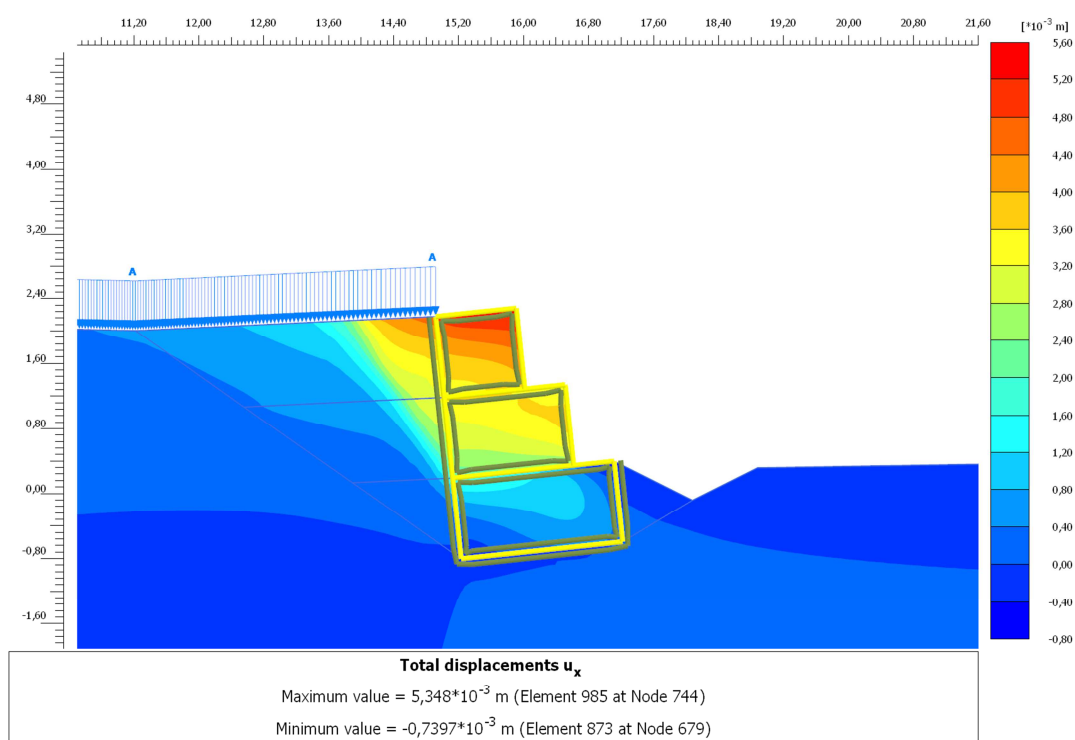
- Fáze 0: Gravity procedure
- Fáze 1: Vlastní deformace odkrytého svahového tělesa (Nill step)
- Fáze 2 až 4: Konstrukce vrstev gabionu, zásyp a hutnění
- Fáze 5: Stabilita opěrné konstrukce

5.7.3 Výstupy

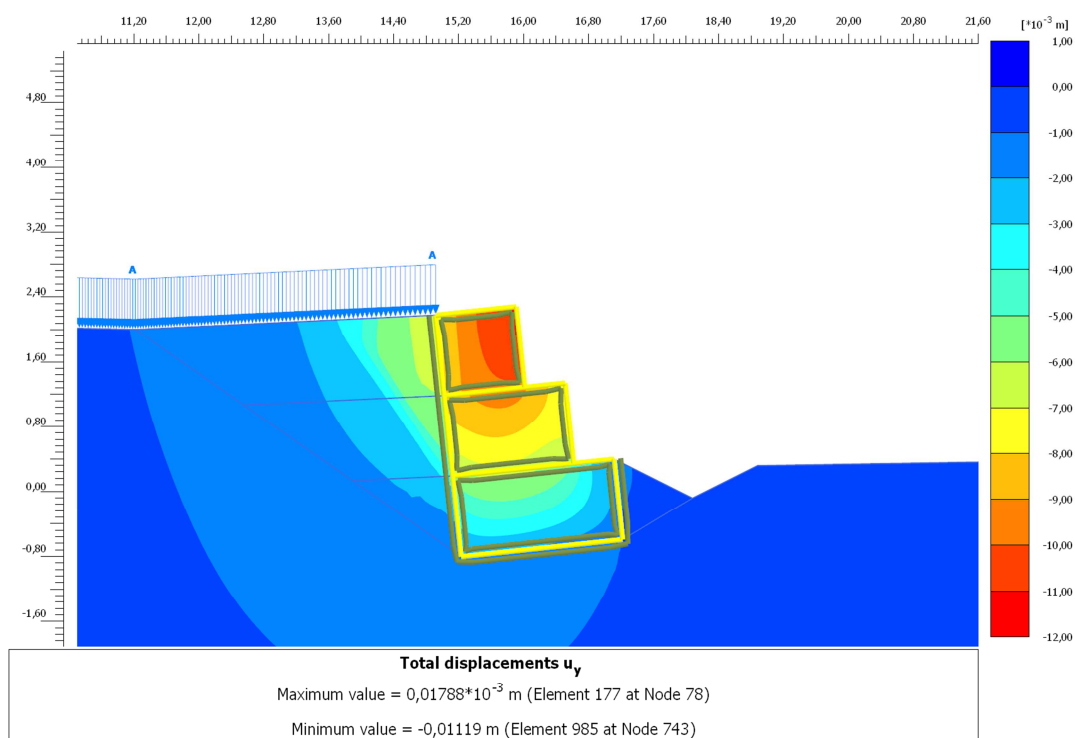
Z výstupové části programu byly pro názornost výsledků a pro srovnání vybrány výstupy pro deformaci konstrukce, dále napětí v konstrukci pro odečtení napětí v základové spáře a výstupy pro posouzení stability konstrukce.



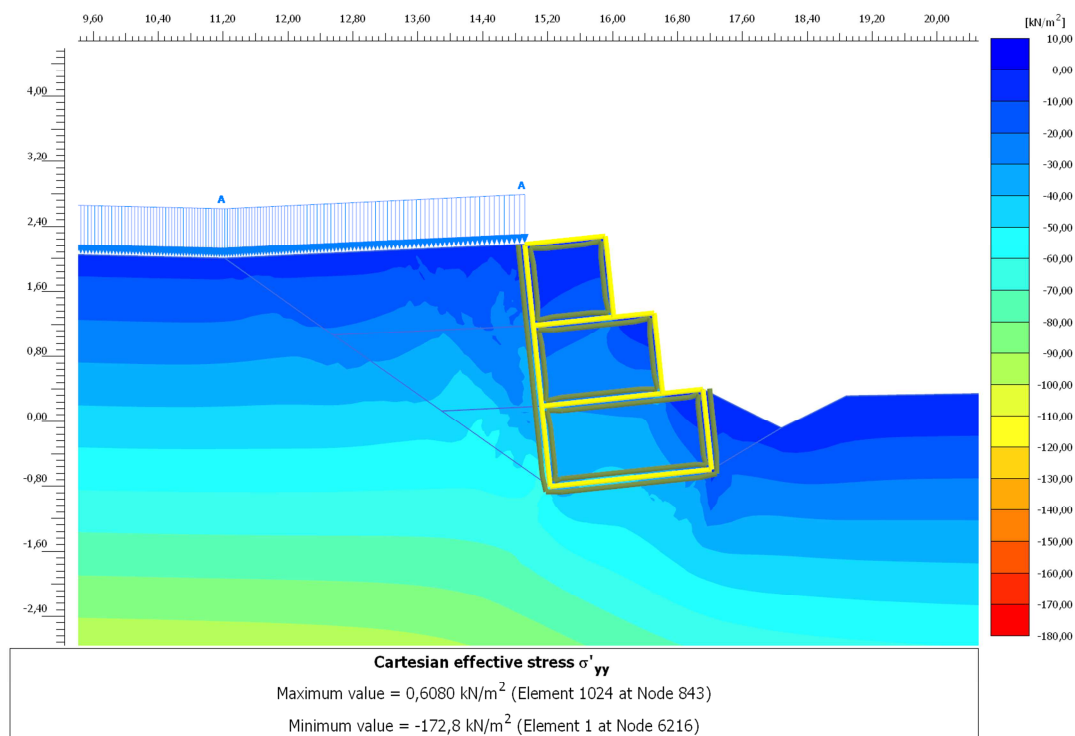
Obr. 5-6: Deformovaná konstrukce po zatížení



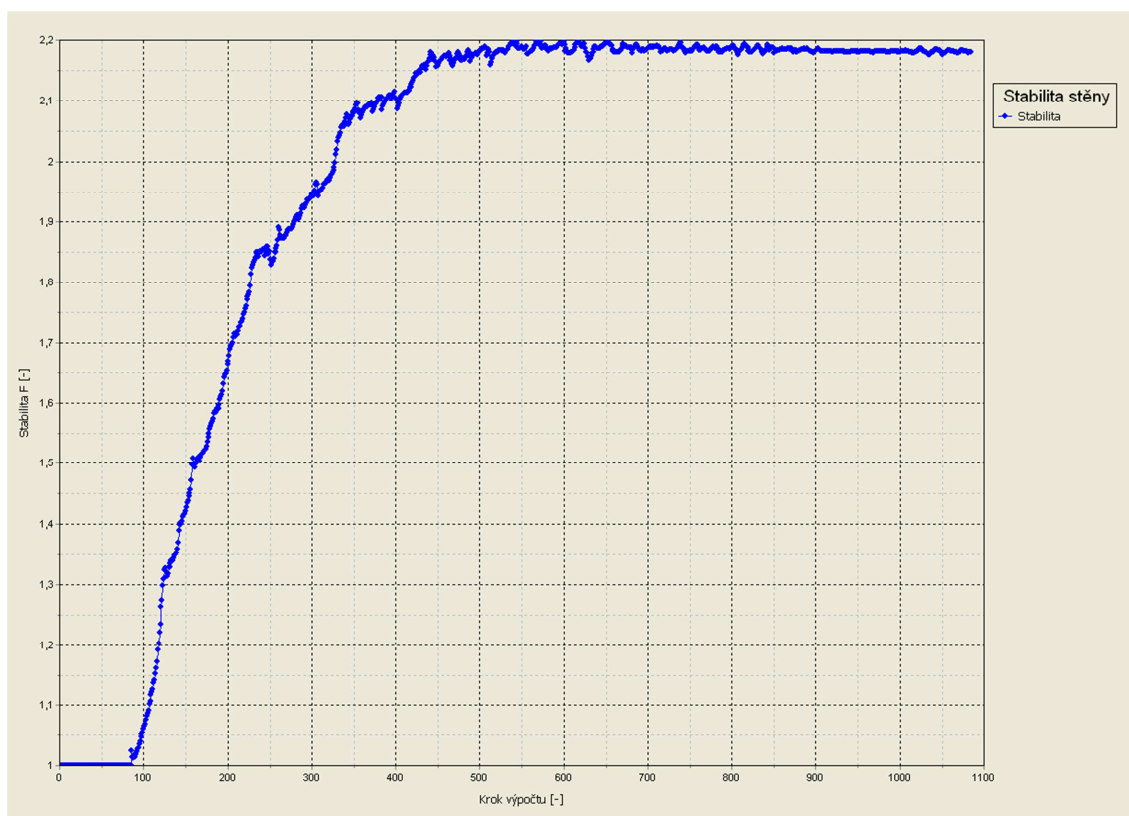
Obr. 5-7: Posun konstrukce gabionu



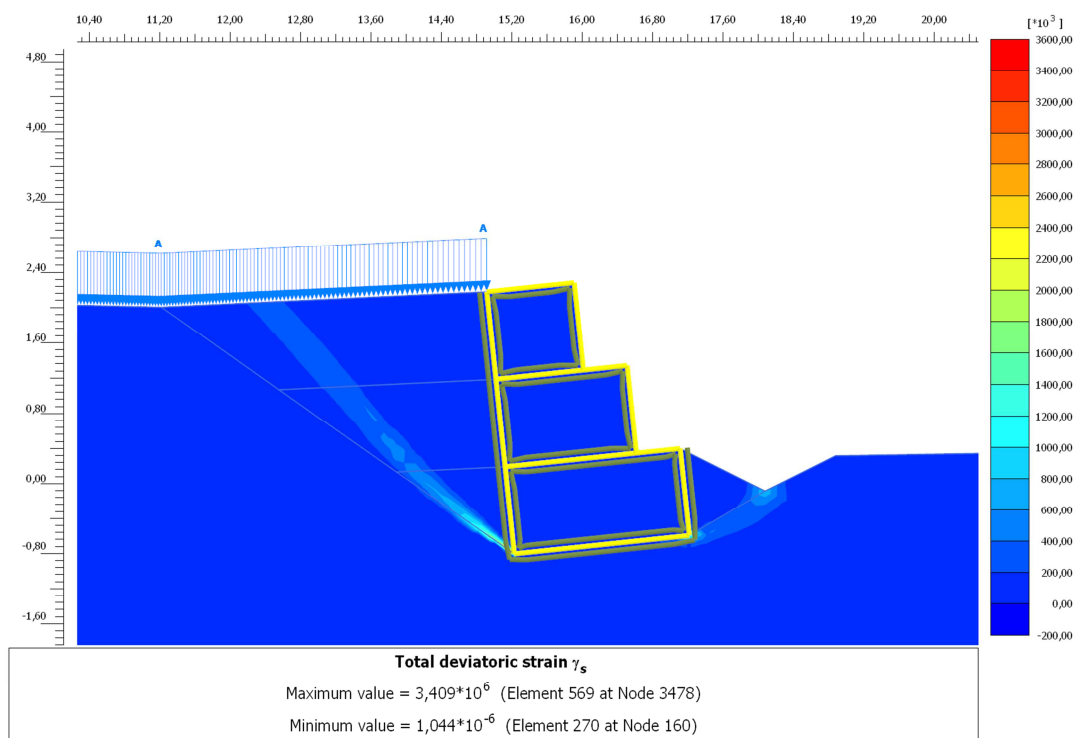
Obr. 5-8: Sedání konstrukce gabionu



Obr. 5-9: Napětí ve směru y-y



Obr. 5-10: Celková stabilita konstrukce a svahu



Obr. 5-11: Průběh předpokládané smykové plochy

5.7.4 Porovnání s analytickým výpočtem

Napětí ve středu základové spáry, odečtené z programu PLAXIS, je rovno 55,63 kPa, pro srovnání napětí z analytického výpočtu bylo rovno 71,39 kPa (67,56 kPa v GEO5).

Pootočení konstrukce z programu PLAXIS spočtené z rozdílu průměrných deformací na rubu i líci stěny (zahrnuje plastické deformace samotných košů) bylo rovno 0,0975°. Pootočení získané z analytického výpočtu je rovno 0,0124°.

Rozdíly v napětí a hlavně velké rozdíly mezi pootočením v analytickém výpočtu a ve výpočtu metodou konečných prvků mohou být způsobeny rozdílností v uvažovaném chování stěny z gabionů.

Zatímco analytický výpočet je stejný jako pro tuhé stěny z betonu, výpočet metodou konečných prvků zahrnuje deformace samotných košů. Pružně-plastický model lépe vystihuje přirozený roznos napětí a deformací v koši vlivem sedání a dotvarování konstrukce.

6. ZÁVĚR

Bakalářská práce popisuje používané opěrné stěny a jejich hlavní využití. V části věnované gabionům z teoretického hlediska jsou rozepsány vlastnosti gabionu jako jednotky i celkové konstrukce z gabionových košů. Zahrnuty jsou i hlavní výhody a nevýhody tohoto druhu opěrných stěn.

Nosným jádrem práce jsou údaje převzaté ze zahraniční literatury, popisující chování gabionů v modelových situacích, včetně chování koše pro matematické modelování a laboratorní zkoušky prováděné na modelech stěn a samotných koších. Návrh matematického modelu je ověřen na základě dohledaných údajů. Pro významnější použití modelu, zejména z praktického hlediska by bylo vhodné podložit vstupní parametry vlastními laboratorními, či modelovými zkouškami, doplněnými měřeními reálné situace stávajícího gabionu in situ.

Modely, vytvořené v rámci práce potvrdily deformační vlastnosti a věrohodnost chování gabionu pro daný parametrický tvar a skladbu stěn. Poznatku mohlo být využito pro návrh v reálných podmínkách. Výpočet provedený manuálně a v programu GEO5 se shodovaly v mezích tolerance chyby, vzniklé zaokrouhlováním. Srovnání výsledků analytického výpočtu a výstupů z vypočteného matematického modelu vedlo k několika závěrům:

- Analytický výpočet, uvažující stěnu jako tuhý celek, je dostačující k ověření stěny na posunutí a únosnost v základové spáře.
- Pro deformace celku, i lokální posudky se ukazuje být vhodnější použít metoda konečných prvků.
- V práci nejsou zahrnuty vlivy dodatečného ztvrdování koše vlivem zatížení a přeskupení napětí, které nad rámec práce doladují konečné výstupy na stranu reálných deformací konstrukcí z gabionů. I přes tento nedostatek lze uvažovat výstupy za reálné s deformacemi nadhodnocenými, tj. na stranu bezpečnou.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] TURČEK, P., SLÁVIK, I.: *Mechanika zemín a zakladanie stavieb*. Vydavateľstvo STU v. Bratislave, 2002, 281 s. ISBN 80-227-1699-5.
- [2] BUDHU, M. *Soil mechanics and foundations*. 3rd ed. New York: Wiley, c2011, xvi, 761 p. ISBN 978-047-0556-849.
- [3] MASOPUST, Jan. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. 1. vyd. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2012, 208 s. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [4] *Havárie opěrné zdi*. Obec hrabová [online]. 2011 [cit. 2014-05-28]. Dostupné z: <<http://hrabova.zabrezsko.cz/fotogalerie/havarie-zdi>>.
- [5] *Seismic Design Techniques for Road Retaining Walls during Large-scale Earthquakes*. PWRI [online]. 2008 [cit. 2014-05-28]. Dostupné z: <<http://www.pwri.go.jp/eng/webmag/wm004/seika.html>>.
- [6] *Terrifying typhoon hits South Korea with 100mph winds so strong rocks are sent flying through the air*. Mail Online [online]. 2012 [cit. 2014-05-28]. Dostupné z: <<http://www.dailymail.co.uk/news/article-2204426/Terrifying-typhoon-hits-South-Korea-100mph-winds-strong-rocks-sent-flying-air.html>>.
- [7] Agostini, R & Agostini, Raffaele & Officine Maccaferri 1987, *Flexible gabion structures in earth retaining works*, Officine Maccaferri, Bologna, Italy.
- [8] *A guide to managing coastal erosion in beach / dune system*. Scottish Natural Heritage [online]. 2000 [cit. 2014-05-28]. Dostupné z: <http://www.snh.org.uk/publications/on-line/heritagemanagement/erosion/appendix_1.8.shtml>.
- [9] *Ground distress above gabion wall*. Christchurch Earthquake Clearinghouse [online]. 2014 [cit. 2014-05-28]. Dostupné z: <<http://www.eqclearinghouse.org/2011-02-22-christchurch/2011/03/15/retaining-wall-performance/ground-distress-above-gabion-wall/>>.

- [10] *DEFORMATION ANALYSES OF GABION STRUCTURES*. National Chung-Hsing University [online]. ©2007-2011 [cit. 2014-05-20]. Dostupné z: <<http://swcdis.nchu.edu.tw/AllDataPos/AdvancePos/8094042002/02-Gabion%20Structure%20Analyses.pdf>>.
- [11] *Gerlachov, Okres Poprad, Prešovský kraj*. Mapy.sk [online]. 2013 [cit. 2014-05-25]. <Dostupné z: <http://mapy.atlas.sk/s/5019>>.
- [12] *Street View*. Mapy Google [online]. 2012 [cit. 2014-05-27]. Dostupné z: <<https://www.google.cz/maps/@49.121622,20.187347,3a,75y,245.82h,76.56t/data=!3m4!1e1!3m2!1smfWYv2JkRjU1TSTn8HZnZA!2e0>>.
- [13] *Geologická mapa SR M 1:50 000*. Štátny geologický ústav Dionýza Štúra [online]. © 2014 [cit. 2014-05-27]. Dostupné z: <<http://mapserver.geology.sk/gm50js/>>.

SEZNAM ZKRATEK A SYMBOLŮ

MKP	metoda konečných prvků	
tzv.	takzvaný	
MSE	mechanically stabilized earth	
Obr.	obrázek	
např.	například	
aj.	a jiné	
PVC	polyvinylchlorid	
Tab.	tabulka	
SSR	Slovenská socialistická republika	
ČSN	česká technická norma	
sin	sinus	
cos	cosinus	
tg	tangens	
cotg	cotangens	
k	charakteristická hodnota	
d	výpočtová hodnota	
L	[m]	délka
W	[m]	šířka
H, h	[m]	výška
d	[mm]	průměr
h_1	[cm]	zkroucená délka
ϕ_w	[mm]	průměr drátu
ϕ_f	[mm]	průměr rámu
g	[kN/m ³]	vlastní tíha
n	[-]	porozita
d_s	[mm]	velikost kameniva
γ_{unsat}	[kN/m ³]	tíha nasycené zeminy
γ_{sat}	[kN/m ³]	tíha zeminy
E	[kN/m ²]	Youngův modul pružnosti
ν	[-]	Poissonovo číslo

c	[kN/m ²]	koheze, soudržnost
φ	[°]	úhel vnitřního tření
R_{inter}	[-]	součinitel tření zeminy a konstrukce
A	[m ²]	plocha
K_0, K_0, K_r	[-]	zemní tlak v klidu
n	[-]	přirozené číslo
s	[m]	sedání
β	[-]	převodní součinitel
E_{def}	[kN/m ²]	deformační modul
E_{oed}	[kN/m ²]	oedometrický modul
c'	[kN/m ²]	efektivní soudržnost
φ'	[°]	efektivní úhel tření
γ_G	[-]	dílčí součinitel pro stálé zatížení
γ_Q	[-]	dílčí součinitel pro nahodilé zatížení
γ_φ	[-]	dílčí součinitel úhlu vnitřního tření
γ_c	[-]	dílčí součinitel efektivní soudržnosti
γ_{cu}	[-]	dílčí součinitel neodvodněné smykové pevnosti
γ_{qu}	[-]	dílčí součinitel pevnosti v prostém tlaku
γ_γ	[-]	dílčí součinitel objemové tíhy
$\gamma_{R,v}$	[-]	dílčí součinitel únosnosti
$\gamma_{R,h}$	[-]	dílčí součinitel usmyknutí
$\gamma_{R,e}$	[-]	dílčí součinitel zemního odporu
σ_z	[kN/m ²]	geostatický tlak
σ_r	[kN/m ²]	zemní tlak v klidu
α	[°]	odklon konstrukce od svislice
δ	[°]	úhel odklonu výslednice od normály
σ_n	[kN/m ²]	normálová složka napětí
τ	[kN/m ²]	tangenciální složka napětí
S_r, S_a, S_p	[kN]	výslednice zemních tlaků
K_r, K_a, K_p	[-]	koeficienty zemních tlaků
σ_a	[kN/m ²]	aktivní zemní tlak
β	[°]	sklon terénu za rubem konstrukce

σ_x	[kN/m ²]	vodorovná složka napětí
σ_z	[kN/m ²]	svislá složka napětí
θ	[°]	úhel kritické smykové plochy
σ_p	[kN/m ²]	pasivní zemní tlak
g_g	[kN]	vlastní tíha
r	[m]	rameno
M	[kNm]	ohybový moment
q	[kN/m ²]	nahodilé zatížení
γ	[-]	spolehlivost konstrukce
R_V	[kN]	svislá výslednice
R_H	[kN]	vodorovná výslednice
e	[m]	excentricita
F_{zd}	[kN]	svislá síla na základ
H_d	[kN]	vodorovná síla na základ
B_{ef}	[m]	efektivní šířka základu
A_{ef}	[m ²]	efektivní plocha základu
σ_d	[kN/m ²]	výpočtové napětí v základové spáře
R_k	[kN/m ²]	únosnost základové spáry
R_d	[kN/m ²]	návrhová únosnost základové spáry
D	[m]	hloubka založení
N_c, N_q, N_γ	[-]	součinitele únosnosti
b_c, b_q, b_γ	[-]	součinitele vyjadřující šikmost základové spáry
s_c, s_q, s_γ	[-]	součinitele vyjadřující tvar základu
i_c, i_q, i_γ	[-]	součinitele vyjadřující šikmost zatížení
π	[-]	Ludolphovo číslo

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 2-1: MSE stabilizovaná (a) kovovými pásy, (b) geomříží nebo (c) geotextilií [2].....	11
Obr. 2-2: (a) Gravitační, (b) úhlová, (c) úhlová s žebry na rubu, (d) s žebry na líci [2].....	12
Obr. 2-3: (a) Vetknutá, (b) kotvená, (c) záporová pažící flexibilní konstrukce [2].....	13
Obr. 2-4: Možná porušení tuhých opěrných konstrukcí [2].....	15
Obr. 2-5: Možná porušení flexibilních opěrných konstrukcí [2].....	15
Obr. 2-6: Pohled na zborcenou opěrnou konstrukci [4].....	16
Obr. 2-7: Pohled na komunikaci nad opěrnou konstrukcí [4].....	16
Obr. 2-8: Havárie způsobená ztrátou stability svahu [5].....	17
Obr. 2-9: Havárie způsobená nedostatečným odvodněním rubu konstrukce [6].....	17
Obr. 3-1: (1) gravitační, (2) semi-gravitační, (3) stěny podporující přitížení svahy a (4) tenké stěny kotvené (MSE) [4].....	20
Obr. 3-2: Porušení komunikace po deformaci gabionové opěrné stěny [8].....	21
Obr. 3-3: Destrukce konstrukce důsledkem koroze sítě gabionů [9].....	22
Obr. 4-1: Části gabionové jednotky: (a) rozložená síť koše (b) skládání sítě (c) dimenze ok sítě [10].....	23
Obr. 4-2: Srovnání výpočtových a měřených hodnot vodorovné deformace [10].....	25
Obr. 4-3: Ukázka vstupního modelu pro čtyřmetrovy gabion.....	26
Obr. 4-4: Ukázka výstupu pro čtyřmetrovy gabion.....	26
Obr. 4-5: Srovnání svislých posunů převzatých modelů s mými modely.....	27
Obr. 4-6: Srovnání vlivu hustoty sítě a kontaktních prvků na svislou deformaci.....	27
Obr. 4-7: Srovnání vlivu kontaktních prvků na deseti metrové stěně.....	28
Obr. 5-1: Výsek z mapy SR, s vyznačením vyšetřované lokality [11].....	29
Obr. 5-2: Pohled na situaci se zakreslením plánované trasy cyklostezky, šipka ukazuje na podepíraný svah [12].....	30
Obr. 5-3: Výřez z geologické mapy SR M 1:25 000 včetně legendy [13].....	31
Obr. 5-4: Návrh stěny pro řešenou situaci.....	36
Obr. 5-5: Návrh stěny v PLAXISu na řešenou situaci.....	44
Obr. 5-6: Deformovaná konstrukce po zatížení.....	45
Obr. 5-7: Posun konstrukce gabionu.....	45

Obr. 5-8: <i>Sedání konstrukce gabionu</i>	46
Obr. 5-9: <i>Napětí ve směru y-y</i>	46
Obr. 5-10: <i>Celková stabilita konstrukce a svahu</i>	47
Obr. 5-11: <i>Průběh předpokládané smykové plochy</i>	47

SEZNAM TABULEK

Tab. 4-1: Dimenze gabionové jednotky z mezinárodního průzkumu [10].....	24
Tab. 4-2: Vstupní parametry Mohr-coulombova konstitučního modelu [10].....	25
Tab. 5-1: Dílčí součinitele zatížení [3].....	32
Tab. 5-2: Dílčí součinitele zatížení [3].....	33
Tab. 5-3: Dílčí součinitele únosnosti [3].....	33
Tab. 5-4: Vlastní tíha, ramena a momenty.....	36
Tab. 5-5: Tlak zeminy na konstrukci	37
Tab. 5-6: Ramena aktivního zemního tlaku od zeminy.....	37
Tab. 5-7: Ramena aktivního zemního tlaku od přetížení.....	38
Tab. 5-8: Momenty od aktivního zemního tlaku od zeminy.....	38
Tab. 5-9: Momenty od aktivního zemního tlaku od přetížení.....	38
Tab. 5-10: Momenty ke středu základové spáry pro kombinaci K1	40

SEZNAM PŘÍLOH

Příloha P1: Výstup z programu GEO5 Gabion

Příloha P2: Vrt V-11

Příloha P3: Vrt V-13

Příloha P4: Vrt V-14

Příloha P5: Situace s vyznačenými místy vrtů